



FATORES QUE CONDICIONAM A CAPACIDADE DE DESCARGA DOS DRENOS VERTICIAS PRÉ-FABRICADOS

Nuno Miguel Reis Salsa

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Construção
Dissertação**

ORIENTADORA: Professora Doutora Elisa Maria de Jesus da Silva

Agosto de 2015

Dissertação submetida na Universidade do Algarve

FATORES QUE CONDICIONAM A CAPACIDADE DE DESCARGA DE DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

Declaração de autoria de trabalho

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e contam da listagem de referências incluída.

Nuno Miguel Reis Salsa

Direitos de Cópia ou Copyright

© Copyright: Nuno Miguel Reis Salsa

A Universidade do Algarve tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

O autor expressa a sua gratidão e apreço à Professora Doutora Elisa Silva, da Universidade do Algarve, pela sua valiosa orientação, inspiração e suporte. A sua orientação e apoio foram determinantes na redacção deste documento.

Gostaria de igual forma agradecer a diversos familiares e amigos que possibilitaram a elaboração desta tese, nomeadamente aos meus pais, ao meu irmão, à Verónica Leal e à Mónica Neves, pela sua inspiração e motivação durante todo o processo, e ao meu colega André Tomás, tanto pelo apoio moral como pelos concelhos e apoio na redacção da mesma.

Por fim gostaria de agradecer à empresa *Buildingclass Lda* e a todos os colaboradores da mesma pelo seu apoio e disponibilidade, que permitiram que a redacção da presente tese fosse possível.

RESUMO

Devido à necessidade de construção sobre solos muito compressíveis, geralmente apresentando características deficitárias para a construção, surgiram os drenos verticais de areia. Desde então, estes passaram a ser recorrentes no tratamento e melhoria dos terrenos de fundação constituídos por solos finos extraordinariamente deformáveis, com fraca resistência e pouco permeáveis. Os drenos apresentam permeabilidade significativamente superior à dos solos onde são aplicados, permitindo que a dissipação do excesso de pressões intersticiais se processe mais rapidamente, uma vez que o percurso de drenagem diminui significativamente com a aplicação dos mesmos. Deste modo, a água é captada pelo dreno e reencaminhada para fora da fundação, e conseqüentemente a consolidação da camada é mais célere.

Com o avanço científico e tecnológico dos materiais e processos construtivos, os drenos verticais de areia passaram a ser substituídos por drenos verticais pré-fabricados (*Prefabricated vertical drain - PVD*).

A performance deste tipo de drenos está diretamente relacionada com a sua capacidade de descarga. Conseqüentemente, têm sido analisados vários métodos para determinar a capacidade de descarga de drenos pré-fabricados em laboratório e campo, tendo-se constatado que os resultados obtidos são, regra geral, superiores aos observados em campo, dado que não é possível reproduzir com exatidão as características filtrantes do geotêxtil que envolve o dreno e os efeitos de instalação. Todavia, considera-se que os parâmetros que mais influenciam a capacidade de vazão ou descarga de um dreno vertical pré-fabricado são: a) Deformação do dreno ao longo do tempo com a tensão de confinamento; b) Deformação por dobragem, encurvadura, e criação de pregas no dreno, devido a assentamentos elevados do terreno durante o processo de consolidação; c) Colmatação do filtro geotêxtil com o tempo e colmatação do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno).

No presente estudo, para além de se apresentar uma compilação exaustiva de resultados de ensaios laboratoriais e de campo realizados por diversos investigadores, com vista à quantificação de todos estes fatores, propõe-se ainda um valor global para a redução da capacidade de descarga de um dreno PVD de acordo com a sua constituição.

PALAVRAS-CHAVE: Drenos verticais pré-fabricados, Capacidade de descarga, Geosintéticos, Colmatação, Deformação dos PVD

ABSTRACT

Due to the need to build on very compressible soils, which have poor characteristics for the construction, appear the vertical sand drains. Since then, they have become recurrent in the treatment and improvement of soils with extraordinarily deformability, low resistance and low permeability. Drains present significantly higher permeability than the soils where they are applied, allowing the dissipation of excess pore pressure takes place more quickly, since the drain path significantly decreases with their application. Accordingly, the water is collected by the drain, forwarded outside the foundation and therefore the consolidation of the ground layer is faster.

On scientific and technological advancement of building materials and processes, vertical sand drains began to be replaced with prefabricated vertical drains (*Prefabricated vertical drain* - PVD).

The performance of such drains is directly related to their discharge capacity. Consequently, several methods have been analyzed to determine the discharge capacity of prefabricated drains in the laboratory and in the field. It was found that the obtained results are generally higher than those observed in the field, since it is not possible to accurately replicate the filter characteristics of the geotextile surrounding the drain and the effects of installation. However, it is considered that the parameters that most affect the flow capacity or discharge of a prefabricated vertical drain are: a) the drain deformation over time with the confining pressure; b) Deformation by bending, folding, and crimping in the drain due to high settlements of the soil during the process of consolidation; c) Clogging of the geotextile filter with time and clogging of the drain itself with time, drag of fine soil particles into the drainage system (core drain).

In the present study, besides presenting an exhaustive compilation of results from laboratory and field conducted by various researchers for measuring all these factors, it is also proposed a global value for the reduction of discharge capacity of a PVD drain according to its constitution.

KEYWORDS: Prefabricated Vertical Drains, Discharge Capacity, Geosynthetics, Clogging, PVD's Deformation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2. DRENOS VERTICAIS	5
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2.2. RESUMO HISTÓRICO	7
2.3. TIPOS DE DRENOS	13
2.3.1. DRENOS CIRCULARES	13
2.3.1.1. DRENOS VERTICAIS DE AREIA	13
2.3.1.2. DRENOS VERTICAIS DE AREIA PRÉ-FABRICADOS	16
2.3.2. DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS DE BANDA	16
2.3.2.1. FILTROS EXTERIORES	22
2.3.2.2. NÚCLEO CENTRAL	23
2.3.2.3. SEQUÊNCIA DE INSTALAÇÃO	24
2.3.2.4. MALHA, ESPAÇAMENTOS E DIÂMETROS EQUIVALENTES	29

3. LIMITAÇÃO DA CAPACIDADE DE DESCARGA	33
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	33
3.2. EFEITOS QUE AFETAM A CAPACIDADE DE DESCARGA	34
3.2.1. DEFORMAÇÕES DO DRENOS DEVIDO A TENSÕES DE CONFINAMENTO	34
3.2.2. DEFORMAÇÕES DO DRENO DEVIDO A ASSENTAMENTOS ELEVADOS DO TERRENO.....	37
3.2.3. COLMATAÇÃO DO FILTRO GEOTÊXTIL.....	40
3.2.3.1. APPARENT OPENING SIZE (AOS).....	40
3.2.3.2. CRITÉRIOS DE SELEÇÃO DO FILTRO GEOTÊXTIL.....	41
3.2.3.2.1. SISTEMA SOLO/FILTRO GEOTÊXTIL	41
3.2.3.2.2. PERMEABILIDADE DO FILTRO GEOTÊXTIL E DO SOLO.....	45
3.2.4. COLMATAÇÃO DO PRÓPRIO DRENO	46
 4. QUANTIFICAÇÃO DOS FATORES LIMITADORES DA CAPACIDADE DE DESCARGA.....	 47
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	47
4.2. FATOR ASSOCIADO AO TEMPO	48
4.3. FATOR ASSOCIADO À DEFORMAÇÃO DO DRENO.....	52
4.4. FATOR ASSOCIADO À COLMATAÇÃO DO FILTRO	54
4.5. QUANTIFICAÇÃO FINAL	56
 5. CONCLUSÃO	 57
5.1. CONCLUSÕES	59
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	61
 6. BIBLIOGRAFIA.....	 63

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Aterro sobre solos moles.....	5
Fig.2 – Variação dos assentamentos com e sem recurso à aplicação de drenos	6
Fig.3 – Percolação num estrato homogéneo, sujeito a consolidação por aplicação de um aterro de pré-carga, sem drenos e com drenos verticais	7
Fig.4 – Trado contínuo oco	14
Fig.5 – Esquema de execução de um dreno de areia com recurso a Mandril Impulsionado.....	15
Fig.6 – Funil para posterior aplicação das areias constituintes do dreno de areia.....	15
Fig.7 – Estrutura de Geotêxtil tecido	17
Fig.8 – Estrutura de Geotêxtil Não Tecido	17
Fig.9 – Georede.....	18
Fig.10 – Geocélulas	18
Fig.11 – Aplicação de Clay Liners na base de aterros sanitários para evitar contaminação de aquíferos.....	19
Fig.12 – Drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro geotêxtil.....	21
Fig.13 – Exemplar de Geotêxtil tecido	22
Fig.14 – Exemplar de Geotêxtil não tecido	23
Fig.15 – Diversas formas do núcleo central constituinte de um PVD	23
Fig.16 – Área de drenagem dos drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro geotêxtil	24
Fig.17 – Instalação de PVD's.....	24
Fig.18 – Geometrias utilizadas na aplicação de PVD	25
Fig.19 – Funções de placa de ancoragem aquando do processo de cravação (à esquerda) e do processo de extracção (à direita)	26

Fig.20 – Corte do dreno aplicado a cota apropriada.....	26
Fig.21 – Ligação de PVD a <i>Stripdrain</i>	27
Fig.22 – Utilização simultânea de PVD, Stripdrains e bomba de vácuo.....	28
Fig.23 – Utilização simultânea de PVD, Stripdrains e bomba de vácuo.....	28
Fig.24 – Malhas quadradas e triangulares dos drenos adotadas em projeto.....	29
Fig.25 – Representação gráfica da obtenção do diâmetro equivalente	30
Fig.26 - Perfil transversal de um geodreno	31
Fig.27 – Figura representativa da deformação do filtro geotêxtil devido a tensão de confinamento	35
Fig.28 – Figura representativa da deformação do filtro geotêxtil devido a tensão de confinamento	35
Fig.29 – Figura representativa do ensaio EN ISSO 9864.....	36
Fig.30 – Representação da redução de permeabilidade do filtro devido à redução da espessura do mesmo.....	37
Fig.31 – PVD deformados	37
Fig.32 – Figura representativa das possíveis deformações a que o dreno será sujeito	38
Fig.33 – Figura representativa de colmatção e bloqueio de drenos.....	39
Fig.34 – Propriedades físicas dos PVD estudados.....	50
Fig.35 – Relação tensão de confinamento/Redução de área de secção.....	51

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Características genéricas dos Portos onde foram aplicados drenos verticais	9
Quadro 2 – Tipo de drenos utilizados	9
Quadro 3 – Relação Tipo/Função dos geosintéticos.....	20
Quadro 4 – Características fornecidas pelos fabricantes dos drenos verticais pré-fabricados de banda	21
Quadro 5 – Resumo dos critérios para filtros geotêxteis para drenos PVD	41
Quadro 6 – Aplicabilidade dos critérios de escolha dos filtros	43
Quadro 7 – Critério de relação entre AOS do filtro e as partículas do solo	44
Quadro 8 – Valores mínimos recomendados para a capacidade de descarga	48
Quadro 9 – Valores mínimos recomendados para a capacidade de descarga	50
Quadro 10 – Características dos PVD estudados	51
Quadro 11 – Áreas iniciais e deformadas de núcleo de quatro PVD	52
Quadro 12 – Percentagem de redução da capacidade de descarga devido a deformações de diversos drenos	53
Quadro 13 – Resumo de valores obtidos para considerar a colmatção do filtro	55

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_w – Área ou secção de dreno

B – Largura do núcleo central

C_h – Coeficiente de consolidação horizontal

$D_{85;60;50;15;10}$ - Dimensão das partículas do solo com diâmetros inferiores a 85%, 60%, 50%, 15% e 10%, do material que passa da análise granulométrica

F_c – Fator de redução da capacidade de descarga de um dreno pré-fabricado de banda, com a deformação do dreno

FDC – Capacidade de descarga final

F_{fc} – Fator de redução da capacidade de descarga de um dreno pré-fabricado de banda, com a colmatção do filtro a longo prazo

F_t – Fator de redução da capacidade de descarga de um dreno pré-fabricado de banda, relacionado com o tempo

IDC – Capacidade de descarga final

H – Espessura de uma camada de solo

L_d – Comprimento do dreno

$O_{95;90;50;15}$ - Abertura aparente do filtro geotêxtil para 95%, 90%, 50% e 15%, dos poros com dimensões inferiores a esta

$P_{\text{dreno, eq}}$ - Perímetro equivalente de um dreno pré-fabricado de banda

P_m – Perímetro do mandril

S – Espaçamento entre drenos consecutivos

T – Tensão de confinamento

T_h – Fator tempo para consolidação horizontal

U_{10} – Grau de consolidação de 10%

V – Volume

b_w – Metade da largura entre dois drenos em estado plano de deformação

c_u – Coesão não drenada

d_e – Diâmetro de influencia do dreno

$d_{m,eq}$ – Diâmetro equivalente do mandril de cravação

d_w – Diâmetro do dreno

h – altura

$k_{\text{geotextil}}$ – Coeficiente de permeabilidade do geotêxtil

k_h – Coeficiente de permeabilidade horizontal

k_s – Coeficiente de permeabilidade do solo em condições saturadas

k_w – Coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica do dreno

q_{req} – Capacidade de descarga teórica requerida para um dreno pré-fabricado de banda

q_w – Capacidade de drenagem do dreno ou caudal de descarga para gradiente hidráulico unitário

$q_{w,\text{min}}$ – Capacidade de drenagem mínima de um dreno

s – Assentamento ou deformação vertical

t – Tempo

w – Largura do dreno pré-fabricado de banda

y – Espessura do dreno pré-fabricado de banda

α – Ângulo formado pelo geotêxtil devido a tensão de confinamento

Δ - Variação

χ - valor adimensional baseado em critérios de ensaios

Ψ – Permeabilidade do filtro geotêxtil

Unidades

m – Metro

cm – Centímetro

mm – Milímetro

μm – Micrómetro

km – Quilómetro

m² – Metro quadrado

m³ – Metro cubico

N – Newton

kN – KiloNewton

MN - MegaNewton

kg – kilograma

kPa – KiloPascal

% - Percentagem

Acrónimos

AOS – *Apparent Opening Size*

ASTM – *American Standard Testing Materials*

CCS - Geocélulas

EC – Geomantas

GC – Geocompositos

GCL – *Clay Liners*

GG – Geogrelha

GM – Geomembrana

GN – Georede

GT – Geotêxtil

ISO – Organização Internacional para Padronização

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PVC – Policloreto de polivinila

PVD – Dreno Vertical Pré-fabricado de banda

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A aplicação de uma carga adicional sobre solos com fraca capacidade de carga, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, quer seja ela devida à construção de um aterro ou de uma outra estrutura qualquer, requer uma quantificação precisa dos parâmetros geotécnicos desse solo de fundação, de acordo com o tipo de análise geotécnica a realizar, além do estabelecimento de uma sequência construtiva adequada por forma a evitar a instabilidade do mesmo. Os solos com estas características são solos constituídos por partículas de reduzidas dimensões e são designados por solos finos, sendo frequente encontrar-se este tipo de materiais nas zonas costeiras, lagunares e baixas aluvionares, em que os níveis freáticos rondam a superfície. Consequentemente, os solos finos que se encontram nestas condições apresentam elevados teores em água e graus de saturação, sendo usualmente classificados como solos finos orgânicos (lodos e turfas) ou inorgânicos (argilas e siltes) muito plásticos e extraordinariamente deformáveis, para além de muito pouco permeáveis.

Quando saturados e sob carregamento, os solos finos sofrem uma redução de volume à medida que o excesso de pressão intersticial se dissipa. Inicialmente, considera-se que a totalidade da carga aplicada é suportada pela água presa nos interstícios, pelo facto de esta ser considerada como um material incompressível. Deste modo, e sob condições não drenadas, a construção rápida de qualquer tipo de estrutura sobre este tipo de solos, pode originar a rotura do solo, pondo em causa a viabilidade de execução dessa obra. Com o tempo, ou seja a longo prazo, devido à expulsão água desses interstícios ocorre uma diminuição dos vazios no solo, dando assim origem a outro tipo de problema, ou seja, a assentamentos significativos do terreno. No entanto, este último processo é muito lento face à reduzida permeabilidade deste tipo de solos e por isso pode prolongar-se por longos períodos de tempo. Estes dois tipos de fenómenos, apesar de já serem conhecidos e amplamente estudados no seio da engenharia geotécnica, continuam a colocar desafios aos projetistas, tanto no que diz respeito às condições de estabilidade da fundação como à minimização dos efeitos dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo da vida útil da obra.

No âmbito da construção, os encargos financeiros associados a tempos prolongados de execução de uma obra, são incomportáveis e incompatíveis com a realidade atual, sendo um fator preponderante na definição da solução de projeto. Desta forma, os efeitos descritos anteriormente, associados às características geotécnicas do solo de fundação, são indesejados e comprometedores para o futuro da estabilidade e funcionalidade da estrutura construída. Posto isto, e por forma a minimizar os assentamentos pós-construtivos derivados do processo de consolidação, torna-se muitas vezes imperativo recorrer a processos artificiais de aceleração do fenómeno de consolidação, o que, em obras de grande extensão em planta

pode passar por recorrer a drenos verticais, associados ou não à aplicação de aterros de pré-carga.

Os drenos verticais têm como função captar a água do solo de fundação, por escoamento radial, transportá-la verticalmente na direção das fronteiras drenantes, e assim canalizada para fora da fundação (Terzaghi *et al.*, 1996). Logo, quando se recorre a este tipo de solução geotécnica, a dissipação do excesso de pressões intersticiais e a consolidação da camada de solo faz-se mais rapidamente, devido não só ao facto de a distância de drenagem diminuir, como também pelo facto de este tipo de solos apresentarem, normalmente, uma maior permeabilidade na direção horizontal do que na direção vertical. Consequentemente, esta técnica, além de ser bastante económica e rápida de executar, responde muito bem às necessidades impostas à engenharia, dado que permite a minimização dos assentamentos pós-construtivos, para além de um aumento da resistência do solo em pouco tempo, permitindo assim a construção da obra.

Segundo Fernandes (2006), a utilização dos drenos verticais apresenta inúmeras vantagens, tais como:

- Existência de um escoamento vertical para as fronteiras drenantes do maciço e de um escoamento radial para os drenos;
- O escoamento para os drenos é horizontal e, por esse motivo, realiza-se a uma velocidade superior ao escoamento vertical, já que, em geral, o coeficiente de permeabilidade horizontal dos solos argilosos é superior ao coeficiente de permeabilidade vertical;
- Percurso da água no estrato argiloso é reduzido;
- Processo que se adapta facilmente às necessidades de aceleração da consolidação do solo e não está limitado pela resistência do terreno.

Segundo Nagaraj e Miura, em 2001, a utilização de drenos verticais em solos com coeficiente de consolidação (C_v) próximos de $9,46 \text{ m}^2/\text{ano}$ torna-se mais benéfica em termos de aceleração da consolidação.

Originalmente os drenos verticais eram constituídos por areia, contudo hoje em dia recorre-se, maioritariamente a drenos de banda pré-fabricados, com núcleo em PVC, rodeado por um filtro geosintético, existindo ainda drenos verticais de areia pré-fabricados, constituídos por um filtro inserido num furo previamente aberto e os *wrapped flexible drains*, drenos pré-fabricados constituído por um tubo circular perfurado de plástico no interior, envolvido por uma camada de fibra natural ou por uma manga geotêxtil.

Aquando do dimensionamento de um dreno vertical pré-fabricado deverá considerar-se a sua capacidade de descarga, sendo esta definida pelo produto da permeabilidade longitudinal do dreno pela sua secção, para gradiente hidráulico unitário. Hansbo, em 1981, analisou vários métodos para determinar a capacidade de descarga de drenos pré-fabricados em laboratório, tendo constatado que os resultados obtidos são, regra geral, superiores aos observados em campo, dado que não é possível reproduzir com exatidão as características filtrantes entre o solo e o geosintético que envolve o núcleo do dreno, bem como os efeitos de instalação dos drenos (Bergado *et al.*, 1996b). Também, Miura *et al* (1998) investigaram o tema e indicaram

fatores importantes que interferem na capacidade de descarga dos drenos verticais pré-fabricados, nomeadamente:

- Deformação do dreno ao longo do tempo com a tensão de confinamento;
- Deformação por dobragem, encurvadura, e criação de pregas no dreno, devido a assentamentos elevados do terreno durante o processo de consolidação.
- Colmatção do filtro geotêxtil com o tempo;
- Colmatção do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno).

1.2. OBJETIVO DO ESTUDO

O objetivo deste estudo é precisamente dar a conhecer os fatores que mais condicionam a capacidade de descarga dos drenos verticais pré-fabricados, bem como a quantificação dos mesmos, com o objetivo de assegurar que os drenos apresentem uma capacidade de vazão eficaz ao longo do seu tempo de vida útil. A quantificação dos diversos fatores é baseada na compilação de inúmeros resultados de ensaios laboratoriais e de campo realizados por diversos investigadores. Para além destes, apresenta-se de igual modo a proposta de Bergado *et al.* (1996b) para a determinação de um caudal de descarga mínimo ($q_{w,min}$) para drenos PVD, tendo como base a determinação prévia da capacidade de descarga teórica requerida (q_{req}) para um dreno, a partir da expressão de Kamon *et al.*, em 1984.

Estes são dados fundamentais para o engenheiro que está a conceber e a dimensionar a solução geotécnica, de modo a escolher adequadamente o tipo de drenos e a sua permeabilidade.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 1 (Introdução) tem como objetivo primordial apresentar ao leitor o tema abordado ao longo da tese, as motivações que levaram ao seu estudo e também a forma como o mesmo se encontra estruturado.

No capítulo 2 (Drenos Verticais) pretende-se dar a conhecer a função dos drenos verticais, qual a sua origem e como evoluíram até à atualidade. Faz-se referência ao processo de instalação dos mesmos, assim como aos equipamentos utilizados para esse fim e ainda a metodologia de execução.

No capítulo 3 (Limitação da Capacidade de Descarga) pretende-se dar a conhecer quais os fatores que condicionam a capacidade de descarga de um dreno, mencionando quais os mecanismos a que os mesmos são associados.

No capítulo 4 (Quantificação dos Fatores Limitadores da Capacidade de Descarga) pretende-se efetuar um resumo de todos os ensaios elaborados por diversos investigadores, com vista à quantificação dos diversos fatores citados no capítulo 3 e apresenta-se uma proposta para a determinação do caudal mínimo exigido para um dreno PVD, de modo a que ele assegure eficazmente a sua função drenante ao longo da sua vida útil.

No capítulo 5 (Conclusão) apresenta-se as conclusões finais e são referidas as linhas de investigação a seguir no futuro, relativamente ao tema em análise.

2. DRENOS VERTICAIS

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo tem como objetivo realizar a primeira abordagem aos drenos verticais, apresentando-se aspectos de relevo relacionado com os mesmos, tais como, a sua função, a sua origem e evolução histórica, métodos e equipamentos utilizados na sua execução, bem como as vantagens e desvantagens da sua aplicação em obras geotécnicas, sendo dada maior ênfase aos drenos verticais pré-fabricados.

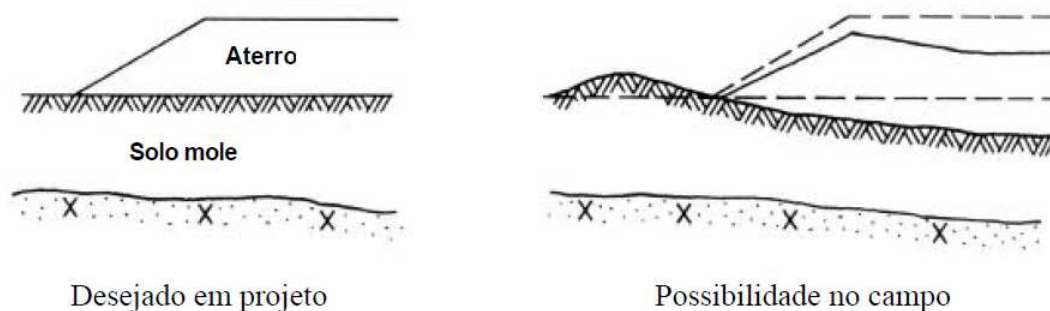


Fig.1 – Aterro sobre solos moles (Dunniclif, 1993)

Por forma a aumentar a velocidade de consolidação dos solos de fundação, nomeadamente em solos argilosos saturados, de elevada compressibilidade e consequentemente com reduzida capacidade de carga e permeabilidade, é corrente aplicarem-se técnicas de tratamento a esses solos, com vista a minimizar assentamentos futuros que poderão ser prejudiciais à estabilidade e funcionalidade das estruturas que serão aí fundadas (Figura 1).

Os tratamentos com recurso aos drenos verticais, constituem na atualidade, uma das técnicas mais utilizadas, dado que permitem a captação da água na zona envolvente ao drenos, reduzindo substancialmente a distância que a água tem que percorrer até encontrar uma fronteira drenante, e consequentemente consegue-se acelerar o processo de consolidação dos solos argilosos saturados e um ganho significativo da resistência ao corte, por diminuição das pressões intersticiais, num menor espaço de tempo.

A variação dos assentamentos dos solos de fundação, com e sem recursos a aplicação de drenos, encontra-se esquematizada na figura 2.

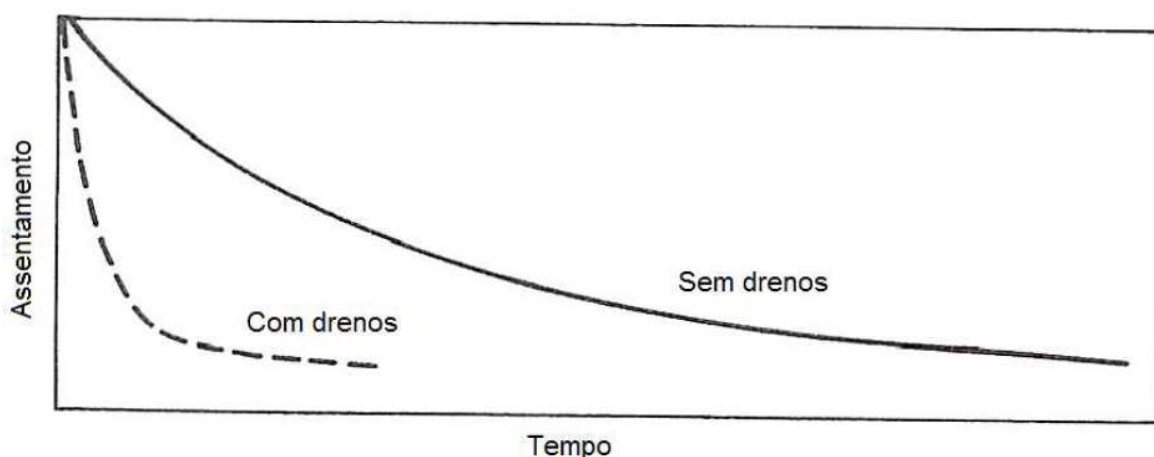


Fig.2 – Variação dos assentamentos com e sem recurso à aplicação de drenos (Nagaraj e Miura, 2001)

Outras técnicas de tratamento de solo consistem, por exemplo na vibro-flutuação, vibro-substituição, compactação pesada por impacto e compactação por explosão dos solos de fundação. Tal como todos os métodos de tratamento de solos, a aplicação dos métodos acima citados dependem de diversos fatores, principalmente da granulometria do solo e da profundidade da camada a tratar.

No caso dos drenos verticais, estes têm um maior rendimento em argilas ou siltes, quando comparado com os outros métodos, e podem atingir profundidades superiores sem que percam rendimento.

Os drenos verticais têm a capacidade de captar a água existente no interior da camada de solo a tratar, dado que a drenagem se processa radialmente, aproveitando-se assim do facto de a permeabilidade horizontal ser, regra geral, superior à vertical, no caso dos solos finos. Deste modo, a distância de drenagem da água é encurtada, uma vez que as fronteiras drenantes se situam mais próximo, sendo esta canalizada para o dreno e depois reencaminhada para fora da fundação (Terzaghi *et al.*, 1996).

Existem ainda a possibilidade de aumentar a eficácia desta técnica, desde que se recorra à aplicação de um aterro de pré-carga (Figura 3). Contudo, dada a baixa resistência ao corte deste tipo de solos de fundação, tal solução poderá provocar a rotura do solo. Com vista a evitar este fenómeno de excessiva deformação por parte do solo de fundação, ou até mesmo a instabilidade do aterro de pré-carga, é usual aplicar um geotêxtil de reforço entre o solo de fundação e o aterro, conjuntamente com a execução de bermas de equilíbrio (Justo, 2000; Da Silva, 2010; Alves, 2011). Com esta solução o fenómeno da consolidação é amplamente acelerado, para além de se obter uma redução substancial dos assentamentos pós-construtivos.

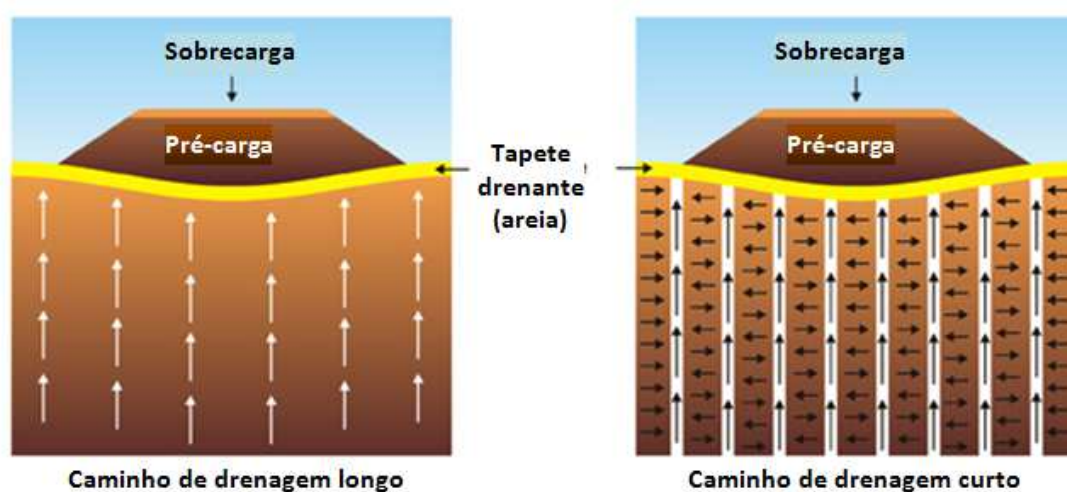


Fig.3 – Percolação num estrato homogêneo, sujeito a consolidação por aplicação de um aterro de pré-carga, sem drenos e com drenos verticais (imagem retirada de <http://www.retech.in/prefa.html>, em Janeiro de 2013)

2.2. RESUMO HISTÓRICO

Daniel E. Moran, em 1925, foi o primeiro a sugerir a utilização de drenos verticais. Nesta época sugeria-se a aplicação de drenos de areia, para a estabilização de um solo de fundação lodoso na *San Francisco-Oaklan Bay*, onde iria ser construído um aterro rodoviário (Hansbo, 1977). No entanto, os primeiros ensaios laboratoriais e de campo, realizados pela *California Division of Highways*, foram apenas executados entre 1933 e 1934 e tinham como objetivo averiguar a influência dos drenos verticais de areia na consolidação de solos moles compressíveis. Apesar dos ensaios realizados, esta sugestão não foi empregue no projeto (Vairinhos, 2013).

Posteriormente, os drenos verticais de areia foram aplicados em muitas obras onde seria necessário acelerar a consolidação de solos moles. As aplicações deste método de tratamento do solo que culminaram nas investigações mais reconhecidas foram aquelas cujos ensaios foram realizados à escala real. Dentro destas, destacam-se:

1. Aeroporto *Skå-Edeby*, a oeste de Estocolmo, Suécia (Hansbo et al., 1981);
2. Autoestrada que liga *Örebro* a *Gothenburg*, Suécia (Hansbo et al., 1981);
3. Expansão de Refinaria em *Trieste*, Itália (Hansbo et al., 1981);
4. Nova zona industrial na zona oeste do Porto de Amesterdão, em *Aziëhaven*, Holanda (Hansbo et al., 1981);
5. Elevação da linha férrea em *Hemspoor*, perto de Amesterdão, Holanda (Hansbo et al., 1981);
6. Central termo-eléctrica em *Porto Tolle*, Itália (Hansbo et al., 1981); Pothiraksanon et al., 2010);

7. Ponte *Tha Chang* em *Bangkok*, Tailândia (Bergado et al., 1993a);
8. *Asian Institute of Technology* em *Bangkok*, Tailândia (Bergado et al., 1993; Bergado e Long, 1994);
9. Doca Naval em *Pom Prachul*, Tailândia (Bergado et al., 1993);
10. Novo Aeroporto Internacional de *Bangkok*, Tailândia (Bergado et al., 1993; Balasubramanian et al., 1997; Bergado et al., 2002);
11. Reservatórios para armazenamento de produtos petrolíferos em Valência, Espanha (Calderon e Romana, 1997);
12. Autoestrada em *Belfast*, Irlanda do Norte (Davies e Humpheson, 1981);
13. Nó de ligação rodoviário e ferroviário em *Queenborough*, Ilha de *Sheppey*, Reino Unido (Nicholson e Jardine, 1981).

Justo, em 1966, efetuou uma compilação pormenorizada de 116 casos de obra onde foram aplicados drenos verticais de areia, indicando o nome do projeto, data de início da construção, características do solo tratado (coeficiente de consolidação do solo, espessura do estrato a tratar, entre outros), características dos drenos de areia (diâmetro, espaçamento, malha adotada e método de instalação), espessura do tapete drenante, características do aterro de pré-carga, quando aplicado (altura do aterro, percentagem de carga aplicada quando comparado com o carregamento definitivo e tempo de aplicação), assentamentos obtidos e excesso de pressão intersticial dissipada com o tempo.

Entre estes casos encontram-se obras realizadas no Brasil, Itália, Inglaterra, França, Índia, Suécia, Nova-Zelândia, Noruega, Alemanha, Japão, Bélgica, Porto Rico e América (*Connecticut, Los Angeles, Texas, Illinois, Washington, Salt Lake City, New Jersey, Chicago, California, Ontario, Oregon, Havai, New York, Norfolk, Seattle, Boston, San Francisco*), entre outras. O mesmo autor também referiu os campos de aplicação, destacando-se a utilização deste método de tratamento do solo para construção de vias rodoviárias, cerca de 65% dos casos mencionados, e a finalidade da aplicação destes drenos, sendo que o aceleração dos assentamentos e o aumento da capacidade de carga em simultâneo representam cerca de 61% dos casos.

Destaca-se ainda a utilização de drenos verticais nos portos de diversos países orientais: Japão, Coreia e Austrália, como demonstram os quadros 1 e 2:

Quadro 1 – Características genéricas dos Portos onde foram aplicados drenos verticais, segundo *Port Experts Group - APEC 20th TPT-WG (2002)*

Nome do porto	Tipo de porto	Localização	Período de construção	
			Início	Fim
<i>Porto f Brisbane</i>	----	<i>Bishop Island, Austrália</i>	1980	-----
<i>Sakai-Senboku</i>	Porto Industrial	<i>Sakai-2, Japão</i>	1997	2008
<i>Amagasaki-Nishionomiya-Ashiya</i>	Porto Industrial	<i>Amagasaki, Japão</i>	1987	2003
<i>Sakai</i>	Porto Industrial	<i>Gaiko -7.5G, Japão</i>	1986	1995
<i>Sakai</i>	Porto Comercial	<i>Gaiko -14G, Japão</i>	1995	2003
<i>Hiroshima</i>	Porto Comercial	<i>Dejima -14G, Japão</i>	1993	2002
<i>Gamman</i>	Porto Comercial	<i>Busan, Coreia</i>	1997	2002
<i>Kwangyang-1</i>	Porto Comercial	<i>Kwangyang, Coreia</i>	1996	2001
<i>Kwangyang-2</i>	Porto Comercial	<i>Kwanggyang, Coreia</i>	1999	2003

Quadro 2 – Tipo de drenos utilizados, segundo *Port Experts Group - APEC 20th TPT-WG (2002)*

Nome do porto	Tipo de dreno aplicado
<i>Porto f Brisbane</i>	Colunas de Brita e SC
<i>Sakai-Senboku</i>	Dreno de Areia
<i>Amagasaki-Nishionomiya-Ashiya</i>	Colunas de Brita/Drenos de Areia e PVD

Nome do porto	Tipo de dreno aplicado
<i>Sakai</i>	Dreno de Areia
<i>Hiroshima</i>	Dreno de Areia
<i>Gamman</i>	<i>Sandwicks/PVD/Dreno de Areia</i>
<i>Kwangyang-1</i>	<i>Sandwicks</i>
<i>Kwangyang-2</i>	<i>Sandwicks</i>

Kjellman, pela observação do comportamento das obras onde eram aplicados drenos verticais, verificou a necessidade de reduzir o espaçamento entre drenos, contudo tal implicava custos muito elevados. Desse modo, de maneira a reduzir custos da obra, desenvolveram-se já na década de 30 e 40, os drenos verticais pré-fabricados, os quais são constituídos por material mais barato, sendo ainda mais leves, menos volumosos e com um método de aplicação mais simples e rápido de executar, quando comparados com os drenos de areia. Em 1939, Kjellman, desenvolveu o primeiro dreno vertical pré-fabricado de banda, constituído por cartão poroso, ligado a uma membrana de cartão ondulado com canudos verticais para circulação da água. Estes teriam dimensões aproximadamente de 3 mm de espessura e 100 mm de largura.

Segundo Atkinson e Eldred (1981), desde a primeira aplicação de drenos verticais, na Califórnia, e até ao começo dos anos 70, os drenos de areia continuariam a ser os mais utilizados. Todavia, com o avanço da tecnologia dos materiais e das técnicas de fabricação dos filtros, os drenos verticais pré-fabricados começaram a ser mais utilizados face ao seu reduzido custo quando comparado com os drenos de areia. Estes são utilizados atualmente para tratamento do solo para obras como estradas, ferrovias, aeroportos, obras em zonas costeiras, recuperação de pavimentos, aterros, reforço de taludes, obras de proteção contra a erosão, sistema de drenagem, reforço de muros, portos, entre outras.

Em 1981, foram realizados cálculos sobre os assentamentos que poderiam ocorrer após a construção da nova *Istana* (Palácio Real do Sultão de *Brunei*), que necessitava estar concluído em Julho de 1983. O mesmo estudo previu um assentamento de 21,6cm, sendo que em três anos seriam atingidos cerca de 50% dos assentamentos e em treze anos seriam atingidos 90%. O método utilizado foi o descrito por Leonards (1962). Dado este prazo ser inaceitável foi necessário recorrer ao uso de drenos verticais pré-fabricados, também designados por PVD (*Prefabricated Vertical Drains*), como forma de acelerar os assentamentos. Em Julho de 1982 foram obtidos resultados positivos, com cerca de 17,8cm de assentamentos máximos, o que permitiu prosseguir com a programação dos trabalhos.

Em Portugal inúmeras obras recorreram aos drenos verticais pré-fabricados no tratamento dos solos de fundação. Destas destacam-se:

- Doca Nº4 do porto de Leixões, onde devido à caracterização geológica do local foi necessário recorrer a meios de tratamento do solo. Neste caso utilizou-se um PVD do tipo MEBRADRAIN 7407 com o intuito de acelerar a consolidação do solo em cerca de 80 a 90% em três meses, fato que se verificou (Furtado, 1995);
- Expansão Este do aterro de Beirolas, onde devido a um acidente que diminuiu a capacidade de carga do solo. Com a aplicação dos drenos registaram-se assentamentos na ordem dos 0,69 a 1,14 m (De Santayanna e Fernando, 1997);
- Percurso Pedonal da frente do Tejo, EXPO 98, devido à necessidade de criação de uma zona de retenção marginal, cujo objetivo é impedir inundações e impossibilitar a ação erosiva das ondas e à reduzida capacidade de carga dos solos em que a esta foi assentada foi necessário recorrer a colunas de brita e PVD. Após 6 meses foram denotados assentamentos na ordem dos 2,0m, os quais correspondiam a 75% do grau de consolidação (Cristóvão, 1997; Pinto e Da Silva, 2000);
- Autoestrada A8, sublanço Caldas da Rainha / Marinha Grande, devido às deficientes características do solo onde o aterro rodoviário seria construído (com alturas máximas de 12,0m) foi necessário recorrer a Drenos Verticais Pré-fabricados. O assentamento observado na zona de maior altura do aterro foi de 1,38m que corresponde a 96% do valor previsto, 1,43m (Carvalho *et al*, 2002);
- Lezíria Park, de maneira a lidar com a fraca resistência dos solos de fundação, foi necessário recorrer aos PVD. Com este tipo de aplicação, obtiveram-se 90% dos assentamentos antes do início da construção (De Melo, 2007).

Devido aos benefícios apresentados por este tipo de dreno, o mesmo começou a ter uma utilização sistemática, levando à necessidade de aperfeiçoar o método de dimensionamento.

No que diz respeito à análise do fenómeno da consolidação dos solos argilosos saturados, houve uma adaptação da teoria simplificada da consolidação unidimensional, proposta por Terzaghi em 1925, para ter em consideração o efeito dos drenos verticais (Barron, 1944). Deste modo, Barron foi o primeiro investigador a analisar a influência de drenos verticais na consolidação de argilas. A solução considerava a consolidação por escoamento radial de modo bastante semelhante ao escoamento vertical proposto por Terzaghi, contudo o fluxo ocorria no plano horizontal, sendo a consolidação tratada como um problema axi simétrico. Em 1948, o mesmo autor considera pela primeira vez os efeitos de perturbação no solo adjacente causado pela instalação dos mesmos (efeito *smear*) e a resistência hidráulica do dreno à passagem do fluxo de água, limitando assim a capacidade de descarga dos drenos. Tal como Terzaghi, a teoria de Barron também se baseia no pressuposto da validade da lei de escoamento de Darcy. Todavia, a utilização sistemática deste tipo de elemento para tratamento dos solos argilosos compressíveis, obrigou a uma análise mais aprofundada da influência dos drenos na consolidação e esta necessidade fez com que diversos estudos fossem efetuados, nomeadamente:

- Em 1959, Richart mostrou que a influência do espaçamento entre drenos é maior do que a influência do diâmetro do dreno na redução do tempo de consolidação;
- Em 1974, Yoshikuni e Nakamodo, apresentaram uma solução para o problema da consolidação com drenos verticais, considerando simultaneamente os fluxos vertical e radial, bem como a resistência hidráulica do dreno;
- Em 1979, Hansbo modificou as equações analíticas da teoria da consolidação desenvolvidas por Barron (1948), com vista à sua aplicação a drenos verticais pré-fabricados de banda, introduzindo algumas aproximações. A solução de Hansbo está generalizada, sendo atualmente a mais utilizada, devido à sua simplicidade. No entanto ao considerar a contribuição radial e vertical, a solução continua a não ser exata (Onoue, 1988; Lo, 1991);
- Posteriormente, com o desenvolvimento do método dos elementos finitos, a análise por consolidação de solos argilosos saturados com drenos passou a ser relativamente simples, sendo os resultados obtidos pelo cálculo numérico bastante similares aos determinados através dos modelos analíticos (Onoue, 1988; Lo, 1991).

Apesar de todas as soluções analíticas anteriormente citadas, considerarem que o escoamento no solo de fundação tratado é baseado na lei de escoamento de Darcy, esta foi questionada por diversos autores face à maior rapidez de drenagem nos solos tratados com este tipo de elementos, nomeadamente:

- Silfverberg, em 1947;
- Hansbo, em 1960 – este propõe uma lei de fluxo exponencial para o escoamento;
- Miler e Low, em 1963;
- Dubin e Moulin, em 1986;
- Hansbo recorrendo aos resultados obtidos numa obra realizada na Suécia em 1960, registou que os resultados reais obtidos aproximavam-se mais dos conseguidos através de uma lei de escoamento exponencial, tal como já tinha proposto anteriormente. Contudo, o mesmo refere que, devido à possível diminuição do coeficiente de consolidação no decurso do processo de consolidação, esta talvez não seja a única explicação para o efeito observado.

Apesar destas questões, ainda hoje se aplica a lei de Darcy nas análises de consolidação em solos tratados com drenos verticais.

2.3. TIPOS DE DRENOS

Existem dois grandes grupos de drenos verticais:

- Drenos circulares – Onde se encontram os tradicionais drenos de areia, os drenos de areia pré-fabricados *Sandwicks* e os *Wrapped flexible drains*.
- Drenos verticais de banda (*band-shaped drains*) – Com formato usualmente rectangular e podendo ser constituído por diversos materiais (McGown & Hughes, 1981).

Apesar destes dois grupos de drenos diferirem na sua forma e método de execução, a principal diferença ocorre ao nível do tipo de material com que são constituídos. Contudo, em ambos os casos, o material que constitui o dreno deverá sempre garantir não só uma permeabilidade elevada, de modo a captar e escoar a água do solo de fundação, como também impedir a colmatção deste pelo solo envolvente (Stanton, 1948).

2.3.1. DRENOS CIRCULARES

Os drenos circulares são, na sua maioria, furos de elevada dimensão preenchidos com areia limpa sem finos. No entanto, face ao aperfeiçoamento dos equipamentos de cravação e execução dos furos, bem como dos materiais disponíveis no mercado, este tipo de dreno evoluiu do dreno de areia tradicional, sem recurso a qualquer revestimento exterior, para drenos de areia confinados por um outro tipo de material. Com esta evolução, os drenos de areia sofreram uma diminuição do seu diâmetro, cerca de 25cm para 10cm, e deste modo obteve-se uma redução significativa dos custos associados aos mesmos.

2.3.1.1 DRENOS VERTICAIS DE AREIA

Os drenos verticais de areia foram os primeiros drenos verticais a surgir com o intuito de auxiliar a reduzir o caminho de percolação das águas dos solos de fundação argilosos saturados, e consequentemente diminuir as pressões intersticiais causadas pela aplicação de forças exteriores. Estes eram constituídos por furos preenchidos com material de enchimento que, segundo Stanton (1948), deveria cumprir determinados requisitos para conferir características funcionais. Desta forma, este deverá fazer a função de filtro, ou seja, permitir a passagem da água e impedir o arrasto de partículas finas para o seu interior, e ter permeabilidade vertical significativa, no mínimo de 10^{-2} cm/s, segundo Coelho (1996).

Por outro lado, os diâmetros dos drenos a aplicar têm um papel preponderante quanto à sua performance. Estes têm um valor mínimo de 15cm e um máximo de 45cm, sendo que os diâmetros mais usuais variam entre 18cm e 30cm. Estes valores de diâmetro prendem-se com dois fatores distintos, nomeadamente a garantia de continuidade do preenchimento do furo ao longo do seu comprimento, daí a utilização de um diâmetro mínimo de 15cm a 18cm, e o

custo inerente ao dreno, daí a limitação do diâmetro entre 30cm a 45cm. O espaçamento entre eixos dos drenos de areia ronda os 2,5 a 5m (Purushothama Raj, 1999).

Por forma a executar os drenos verticais de areia é possível aplicar diversos métodos de execução, nomeadamente:

- Broca rotativa ou trado contínuo oco – Este equipamento consiste numa broca rotativa com lâminas na parte inferior e, por vezes nas laterais, que perfuram o solo de modo a que o mesmo possa à posteriori, ser preenchido com areia (Figura 4). Este equipamento pode ser utilizado em solos moles ou moderados e com profundidades até 25 metros. Devido às elevadas temperaturas atingidas pelo processo, a broca tem de ser retirada e arrefecida, aumentando o tempo de execução. Este método, muito utilizado na Califórnia até 1943, raramente é utilizado na atualidade;



Fig.4 – Trado contínuo oco (imagem retirada de <http://www.metalsintra.pt/trado-continuo-p26>, em Fevereiro de 2015)

- Jato rotativo – Este método consiste na utilização de lâminas e jatos de água para lavar as paredes do furo. Este equipamento pode ser utilizado em solos orgânicos de natureza vegetal (turfa) e até profundidades de 20 metros. Uma das desvantagens deste método são as grandes quantidades de água requeridas. Não existem registos de utilização posterior a 1948;
- Mandril Impulsionado – Este método consiste em inserir um mandril oco com uma base articulada no terreno através de vibração (Figura 5). Posteriormente o interior do mandril é preenchido com a areia com que se pretenda executar o dreno vertical e enquanto o mandril é retirado do furo, a base articulada permite que a areia colocada preencha o furo (Figura 6). Este é o método que permite melhores resultados, em termos de velocidade de construção (Justo, 1966). No entanto possui desvantagens, tais como: dificuldade de cravação do mandril em certos solos; desgaste do equipamento quando utilizado em determinados solos e vibração excessiva, que poderá provocar danos em estruturas próximas;
- Mandril aberto – Este método consiste na cravação de um mandril aberto no terreno, para posterior retirada do material do interior com recurso a jatos de água. As quantidades de água necessárias são um fator desfavorável para este método;

- Trado rotativo manual – Pode ser executado sem grande técnica especializada e não tem qualquer revestimento, daí só ser aplicado em solos com elevada coesão. São normalmente aplicados até 5 metros no máximo e com um diâmetro de 21,5cm aproximadamente.

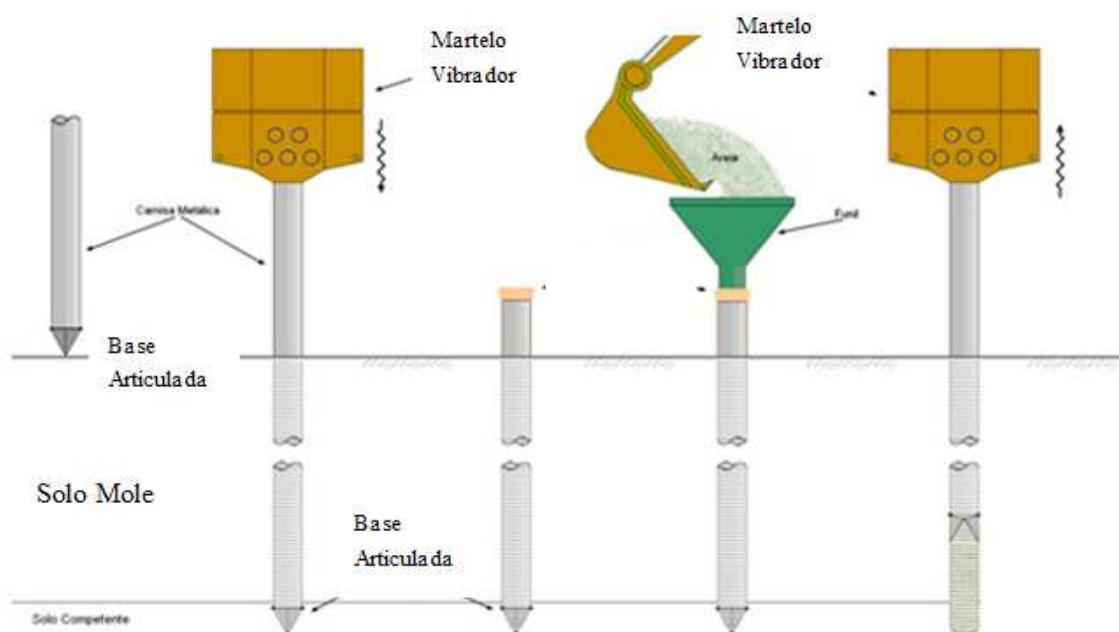


Fig.5 – Esquema de execução de um dreno de areia com recurso a Mandril Impulsionado (imagem retirada de <http://www.stabteco.com.br/servicos>, em Abril de 2015)



Fig.6 – Funil para posterior aplicação das areias constituintes do dreno de areia (imagem retirada de <http://www.vulcanhammer.info/vibro/sand-wick-drains.php>, em Abril de 2015)

2.3.1.2. DRENOS VERTICAIS DE AREIA PRÉ-FABRICADOS

Os drenos verticais de areia pré-fabricados combinam tecnologias dos drenos de areia com os drenos pré-fabricados, sendo constituídos por um filtro disposto num furo previamente aberto ou então colocados no terreno com recurso a um mandril (Hughes e Chalmers, 1972).

Este tipo de drenos oferece algumas vantagens quando comparado com os drenos de areia, nomeadamente, o facto de ser mais económico devido à redução do diâmetro (menor quantidade de areia) e à capacidade de suportar movimentos de terra significativos, devido à flexibilidade da manga geotêxtil.

Os drenos verticais de areia pré-fabricados podem ser aplicados por cravação ou vibração de um broca contínua ou uma broca contínua oca por forma a efetuar a abertura do furo. Posteriormente, e como já descrito anteriormente, é colocado um filtro no furo e preenchido com areia.

2.3.2. DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS DE BANDA

Este tipo de drenos apresenta inúmeras vantagens em relação aos drenos de areia, no entanto também possuem algumas desvantagens, tal como a diminuta resistência às tensões aplicadas pelo próprio terreno e a própria instalação do dreno no terreno, devido à reduzida resistência mecânica dos materiais que os constituem. Visto ambas as situações contribuírem para a diminuição da capacidade de descarga dos PVD, estes serão temas aprofundados numa fase de desenvolvimento deste trabalho.

Como já referido a grande diferença entre os PVD e os drenos de areia são os materiais constituintes dos mesmos, sendo os PVD considerados geocompósitos, nos tipos de geosintéticos existentes. Geosintéticos são produtos sintéticos, desenvolvidos, numa primeira abordagem, para solucionar problemas geotécnicos. Contudo, atualmente estes materiais têm uma vasta aplicação, ajudando a solucionar problemas ambientais de contaminação em aterros sanitários, proteção contra a erosão de falésias e margens de rios, recargas de areia em praias, entre outros. Os mesmos podem desenvolver diversas funções, tais como:

- Separador de materiais;
- Filtro;
- Drenante;
- Impermeabilizante;
- Proteção contra a erosão;
- Reforço estrutural.

Por forma a cumprir as diversas funções, existem diversos tipos de geosintéticos constituídos por diferentes materiais e com características diferenciadas. Devido à constante evolução deste tipo de solução, é-nos praticamente impossível enumerar todos os tipos de geosintéticos, no entanto os que se destacam pela elevada aplicabilidade em obra são:

- Geotêxteis (GT);

Este tipo de geosintéticos é o mais utilizado cumprindo com elevado rendimento todas as funções mencionadas anteriormente, no entanto é mais comum ver desempenhar funções de filtro ou drenagem. Estes podem ser do tipo tecido (*Woven*) quando as fibras estão bem organizadas obtendo-se uma estrutura regular (Figura 7), ou não tecido (*Non-Woven*) quando as fibras não seguem qualquer padrão pois na sua fabricação elas são agrupadas aleatoriamente (Figura 8).

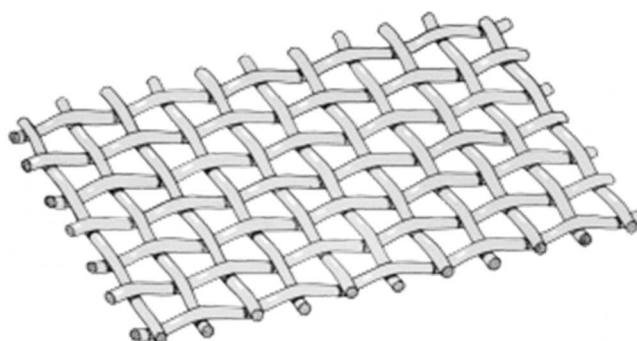


Fig.7 – Estrutura de Geotêxtil tecido (imagem retirada de <http://www.anometproducts.com/pca/woven-wire-mesh-anodes>, em Junho de 2015)

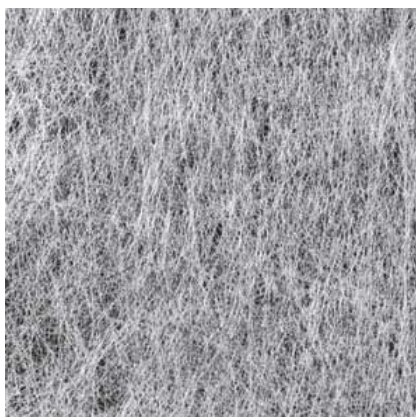


Fig.8 – Estrutura de Geotêxtil Não Tecido

(imagem retirada de <http://www.atexttechnologies.com/medical-textile-what-we-do/medical-fabric-and-technologies/nonwoven-material/>, em Junho de 2015)

- Geogrelhas (GG);

Estas são utilizadas como método de reforço estrutural. A sua grelha pode apresentar uma estrutura retangular ou quadrada.

- Geomembrana (GM);

Estas são utilizadas como revestimento impermeabilizante. São constituídas na sua maioria por polietileno de alta densidade (PEAD) ou por PVC.

- Georedes (GN);

Estas são utilizadas como elementos drenantes, visto possuírem uma estrutura tridimensional com um elevado volume de vazios, como demonstrado na figura 9.

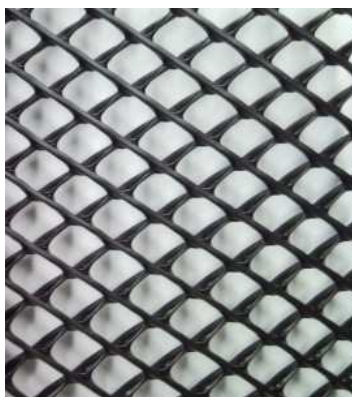


Fig.9 – Georede (imagem retirada de <http://geofoco.com.br/blog/o-que-sao-georedes>, em Junho de 2015)

- Geocélulas (GC);

Estas são utilizadas maioritariamente para controle da erosão dos solos, proteção de taludes, reforço de solos moles. A sua estrutura tridimensional (Figura 10) composta por um conjunto de células contíguas com formato semelhante a um favo de mel, permite que estas sejam preenchidas com areia, brita, betão ou solo.

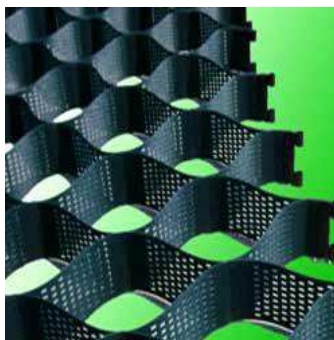


Fig.10 – Geocélulas (imagem retirada de <http://dir.indiamart.com/impcat/geocells.html>, em Junho de 2015)

- Geomantas (EC);

Estas são utilizadas maioritariamente para controle da erosão dos solos. Devido à sua função e exposição as geomantas são confeccionadas com matérias com grande resistência às intempéries e à foto degradação.

- *Clay Liners* (GCL);

As *Clay Liners* são um tipo específico de geomembrana, sendo utilizados como impermeabilizantes e para proteção dos solos e aquíferos (Figura 11). Este tipo de geosintéticos caracteriza-se pela fácil aplicação.



Fig.11 – Aplicação de Clay Liners na base de aterros sanitários para evitar contaminação de aquíferos (imagem retirada de <http://www.amcolminerals.com.au/images/BentomatApplication.jpg>, em Junho de 2015)

- Geocompósitos (GC);

Este tipo de geosintéticos são produtos compostos por dois ou mais tipos de geosintéticos. São essencialmente usados como drenantes, podendo trabalhar como drenos horizontais ou verticais. Os PVD enquadram-se neste grupo.

No quadro seguinte (quadro 3) apresenta-se a relação entre os diversos tipos de geosintéticos e as funções que devem desempenhar:

Quadro 3 – Relação Tipo/Função dos geosintéticos

Tipo de Geosintéticos	Funções					
	Separador de materiais	Filtrante	Drenante	Impermeabilizante	Proteção contra a erosão	Reforço Estrutural
<i>Geotêxtil</i>	X	X	X		X	X
<i>Geogrelha</i>					X	X
<i>Geomembrana</i>				X		
<i>Georedes</i>			X			
<i>Geocélulas</i>					X	X
<i>Geomantas</i>	X					X
<i>Clay liners</i>				X	X	
<i>Geocompósitos</i>	X				X	

Os drenos verticais pré-fabricados são constituídos por um núcleo central e um filtro envolvente tal como se pode observar na figura 12, daí a sua classificação como geocompósitos. As principais funções dos materiais constituintes de um PVD são:

- Filtro Exterior – Permitir a passagem da água para o interior e a filtragem dos finos do solo;
- Núcleo central – Conferir resistência mecânica ao PVD, permitindo a existência de um canal de escoamento da água.



Fig.12 – Drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro geotêxtil (imagens retiradas de <http://ptgsi.com/pvd>, em Setembro de 2014)

Os drenos verticais pré-fabricados tiveram origem no dreno de cartão desenvolvido por Kjellman, tal como já foi anteriormente mencionado, existindo atualmente uma vasta gama de drenos do tipo PVD. Estes são constituídos por materiais diferentes, quer o filtro envolvente, quer o núcleo, tal como se apresenta no Quadro 4.

Quadro 4 – Características fornecidas pelos fabricantes dos drenos verticais pré-fabricados de banda, segundo McGown & Hughes (1981)

Tipo de dreno	Dimensões aproximadas		Diâmetro nominal	Materiais		Permeabilidade do filtro [cm/s]
	Largura	Espessura		Núcleo	Filtro	
<i>Kjellman</i>	100 mm	3.0 mm	66 mm	Cartão	Cartão	1×10^{-5}
<i>Mebra</i>						
Filtro de papel	95 mm	3.2 mm	63 mm	Polietileno	Papel tratado	6×10^{-7}
Polipropileno	95 mm	3.4 mm	63 mm	Polietileno	Propileno	2×10^{-2}
Poliéster	95 mm	3.4 mm	63 mm	Polietileno	Poliéster	2×10^{-2}
<i>Geodrain</i>	95 mm	4.0 mm	63 mm	Polietileno	Papel tratado	6×10^{-7}
<i>Colbond</i>						
Iniciais	300 mm	4.0 mm	194 mm	Não-tecido poliéster KF650		3×10^{-2}
<i>Alidrain</i>	100 mm	7.0 mm	68 mm	Plástico	Celulósico	3×10^{-4}
<i>Castle Drain Boards</i>	94 mm	2.6 mm	62 mm	Poliolefina	Não-tecido	2×10^{-2}

2.3.2.1. FILTROS EXTERIORES

Inicialmente os filtros utilizados eram de cartão, e por forma a aumentar o tempo de vida do mesmo sem que a sua função fosse afetada, os filtros exteriores eram impregnados com produtos químicos. Os filtros utilizados atualmente nos drenos verticais pré-fabricados são, na sua maioria, constituídos por filtros geotêxtil. Os geotêxtis são tecidos ou materiais sintéticos permeáveis, tecido ou não-tecido, que podem ser utilizados em engenharia geotécnica, nomeadamente com funções de drenagem, separação, filtração, proteção e reforço.

Os geosintéticos têm evoluído imenso nas últimas décadas. Nos anos 50 começaram a ser aplicados como elemento filtro para proteção contra a ação erosiva em obras hidráulicas de alguns países. Posteriormente, nos anos 60, foram aplicados como elemento separador entre materiais com características diferentes. Nesta época, denota-se também a utilização de geotêxtis não tecido na Europa. Nos anos 70, foram aplicados em aterros, barragens, utilização em taludes e muros de contenção e utilização como elemento prolongador da vida útil de estradas e superestruturas ferroviárias. Em 1977, J. P. Giroud propôs, pela primeira vez, a utilização dos termos Geotêxtil e Geomembrana, apesar da já vasta utilização deste material. Nos anos 80, a sua utilização expandiu-se à recuperação de áreas poluídas e à construção de obras de contenção e proteção ambiental e nos anos 90, foram desenvolvidos diversos estudos teóricos, permitindo a criação de diversos produtos e a sua aplicação nas mais diversas áreas da Engenharia Civil (Vermatti, 2001).

No caso dos PVD são normalmente utilizados geotêxtis de dois tipos:

- Tecido (Figura 13) – Produto oriundo do entrelaçar de fios, monofilamentos ou fitas em duas direções;



Fig.13 – Exemplar de Geotêxtil tecido

(imagens retiradas de <http://geosistemindonesia.indonetwork.co.id/4072184/woven-geotextile.htm>, em Setembro de 2014)

- Não-tecido (Figura 14) – Produto composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos distribuídos aleatoriamente, os quais são ligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.



Fig.14 – Exemplo de Geotêxtil não tecido

(imagens retiradas de http://www.diytrade.com/china/pd/7938930/polyester_non_woven_geotextile.html#normal_img, em Setembro de 2014)

2.3.2.2. NÚCLEO CENTRAL

Os núcleos centrais dos PVD apresentam diversas geometrias e são constituídos por materiais de diferentes características, tentando proporcionar ao mesmo uma maior resistência aos diversos esforços a que será sujeito, possibilitando sempre a maior capacidade de descarga possível. Devido à elevada área de descarga dos canais dos atuais drenos verticais pré-fabricados, cerca de 70% da área total, os mesmos apresentam elevada capacidade de descarga, independentemente da geometria do núcleo (Figura 15 e 16).

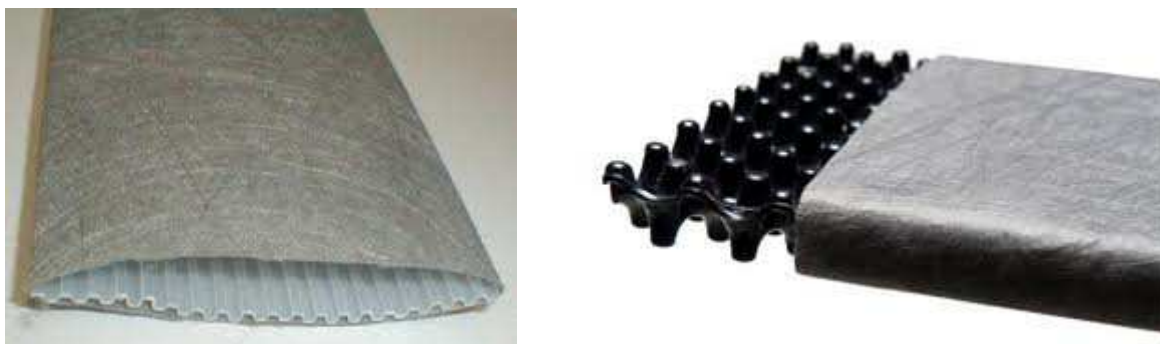


Fig.15 – Diversas formas do núcleo central constituinte de um PVD (imagens retiradas em Outubro de 2014) de:
<http://www.geoengineer.org/education/web-based-class-projects/select-topics-in-ground-improvement/prefabricated-vertical-drains>, à esquerda

<http://www.verticalwickdrain.com/Strip+Drains+Vertical+Wick+Drain+17707.html>, à direita

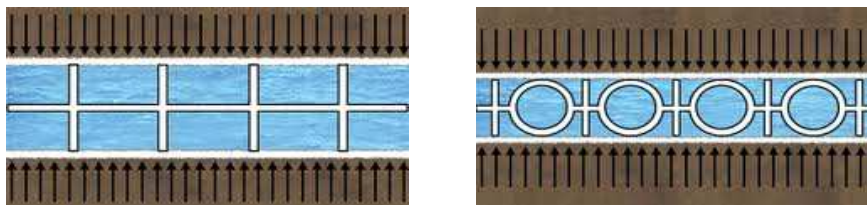


Fig.16 – Área de drenagem dos drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro geotêxtil (imagens retiradas de <http://www.gobizkorea.com/blog/...>, em Janeiro de 2013)

2.3.2.3 SEQUÊNCIA DE INSTALAÇÃO

O método de instalação de um dreno vertical, quer seja de areia, quer seja um PVD, influenciará o futuro comportamento do conjunto, devido às perturbações que provoca ao redor do dreno (Calderon, 1992). Os PVD exigem especial cuidado com a sua instalação, enquanto no caso dos drenos de areia requerem outra atenção, isto é, cravação do tubo ou furação do terreno, respetivamente, tal como referido anteriormente.

Aquando da instalação de um PVD deve-se evitar vibrar ou apiloar o solo, utilizando-se desta forma o método de cravação estática (Figura 17). Segundo Rathmayer e Saari (1983) os drenos pré-fabricados apresentam maior simplicidade e rapidez na aplicação, acarretando baixos custos quando comparados com os dos drenos verticais de areia. Folque, em 1987, apontou para profundidades de instalação de cerca de 60m e velocidades de instalação de 1m/s. No entanto, em 1999, Purushothama Raj indicou profundidades na ordem dos 45m, com aplicação de 200kN de força estática e com velocidades de variam entre 0,3 a 0,6m/s.

Devido ao reduzido volume deste tipo de drenos, os deslocamentos e as perturbações incutidas ao terreno são mínimas, apesar de existentes.



Fig.17 – Instalação de PVD (Imagem retirada de <http://www.archiexpo.com/prod/menard/vertical-drains-ground-improvement-61405-151667.html>, em Setembro de 2014)

Aquando da instalação deste método de tratamento de solo, é necessário ter em conta possíveis problemas associados à elevada compressibilidade do terreno a tratar, ou seja, é necessário verificar a capacidade de carga deste tipo de solos, por forma a identificar se o mesmo terá capacidade de suporte para receber o equipamento de cravação e também o aterro de pré-carga que se conjuga com este tipo de tratamento. Desta forma, e dependendo da distribuição dos drenos verticais e das condições existentes, poderá optar-se pela aplicação de um geosintéticos de reforço sobre o solo de fundação. O conjunto deve ser dimensionado de modo a assegurar a estabilidade local do solo de fundação sob a ação das cargas, quer provocadas pelo equipamento durante a fase de cravação, quer pelas sobrecargas a que ficará sujeito posteriormente (Lorenzo *et al.* 2004; Vertematti *et al.* 2004).

A instalação dos drenos é efetuada recorrendo a um mandril de aço onde se coloca a fita ou banda drenante, cuja ponta fica presa a uma placa metálica, que posteriormente será perdida no terreno. O mandril de cravação tem geometria retangular na secção transversal, cujas dimensões devem ser as menores possíveis por forma a minimizar os efeitos de perturbação do terreno. No entanto, deve o mesmo ter a resistência mecânica suficiente para resistir aos esforços de cravação a que será sujeito. Como se pode observar na figura 18, para drenos pré-fabricados são utilizados mandris com formatos e dimensões específicas. Segundo Coelho (1996), os equipamentos indicados para a instalação dos drenos, conseguem atravessar camadas arenosas, superficiais ou profundas, com alguma consistência.

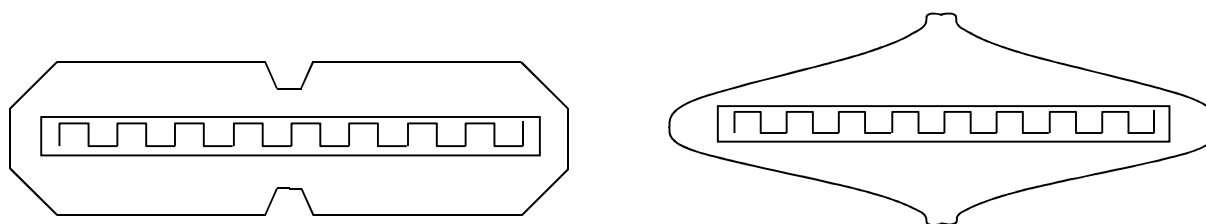


Fig.18 – Geometrias utilizadas na aplicação de PVD

Após a cravação do mandril com o respetivo dreno, a placa metálica que se encontra na ponta do equipamento de cravação, denominada placa de ancoragem ou fixação, é responsável por duas funções (figura 19):

- Durante o processo de cravação permite impedir a entrada de material para o interior do equipamento de cravação;
- Durante o processo extração do mandril, atua em conjunto com o solo por forma a manter a profundidade atingida, mantendo a fixação do dreno mesmo aquando da subida do mandril.

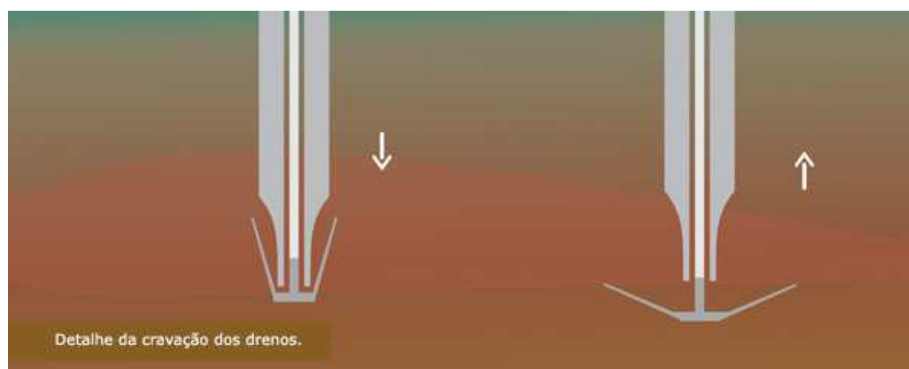


Fig.19 – Funções de placa de ancoragem aquando do processo de cravação (à esquerda) e do processo de extração (à direita)

Imagem retirada de http://www.fundesp.com.br/2009/geodrenos_metod.html, em Outubro de 2014

Após o dreno ter sido colocado à cota pretendida, é retirado do mandril de cravação, sendo o dreno cortado a cerca de 15cm a 20cm acima da cota do terreno, como se pode observar na figura 20 (McGown e Hughes, 1981).



Fig.20 – Corte do dreno aplicado a cota apropriada (retirado de <http://www.stuff.co.nz/auckland/local-news/western-leader/9522556/Wick-thinking-underpins-motorway-sea-water-drainage-process>, em Novembro de 2014)

Segundo Cortlever *et al* (2002), existiram no passado muitas ocasiões em que os PVD foram danificados durante a instalação. Esses danos poderão ser causa de diversos fatores:

- Diminuta resistência do dreno ou dos filtros, devido essencialmente aos materiais utilizados no passado;
- Exposição solar, caso os drenos fiquem expostos à radiação solar. Estes podem deteriorar-se rapidamente e diminuir a sua resistência;

- Técnicas de instalação não recomendáveis. A não utilização do mandril até 1998 era um fator de risco para a rotura dos PVD;
- Equipamentos de aplicação/cravação inadequados.

Por cima do solo tratado é, regra geral, aplicada uma camada de material drenante, com vista a reencaminhar as águas captadas nos drenos para fora da zona tratada. A aplicação de um geotêxtil com função separadora é também corrente nestas situações.

Todavia, quando a aplicação dos drenos está concentrada em diferentes áreas, poderão aplicar-se colchões drenantes com tiras ou bandas por forma a evacuar a água retirada pelos drenos. Caso os drenos estejam em alinhamentos retos, outra possibilidade é a aplicação de drenos horizontais, tipo *Stripdrain*, ligados aos topos dos drenos verticais e forçando o encaminhamento da água para valas drenantes, como se pode verificar pela figura 21.



Fig.21 – Ligação de PVD a *Stripdrain* (retirado de <http://gzshengzhou.en.made-in-china.com/product/keywordSearch?searchKeyword=harmonica>, em Novembro de 2014)

Aquando da utilização dos *stripdrains* para o encaminhamento da água para fora dos limites do solo a tratar, pode também aplicar-se um método que, recorrendo à criação de vácuo, aumenta a celeridade do processo. Para a aplicação do mesmo é necessário a utilização de uma bomba de vácuo e uma membrana de ligação, denominada de *cap*, que efetuará a ligação entre os vários sistemas (esquema representativo na figura 22), conforme se observa na figura 23.

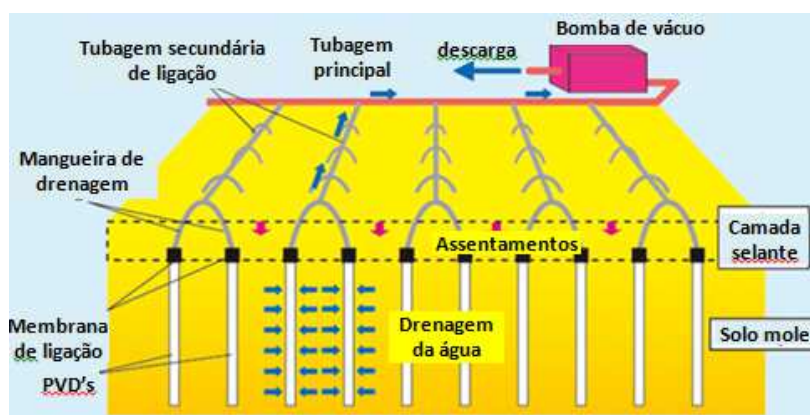


Fig.22 – Utilização simultânea de PVD, *Stripdrains* e bomba de vácuo (retirado de http://www.pentaocean.co.jp/english/business/civil/vacuum_drain.html, em Janeiro de 2015)



Fig.23 – Utilização simultânea de PVs, *Stripdrains* e bomba de vácuo (retirado de <http://www.stabtecno.com.br/servicos>, em Abril de 2015)

Após ter sido considerado este fator e estarem determinados os espaçamentos e as malhas (método de cálculo no subcapítulo seguinte), é importante definir a profundidade de cravação. Desta forma, é necessário que a instalação dos drenos seja efetuada a partir do topo da camada drenante de areia e devendo o mesmo atravessar toda a camada mais compressível. Esta informação foi confirmada pelos estudos efetuados em 1985 por Runesson *et al.*, em que os mesmos testaram a eficiência da aplicação de drenos quando estes não atravessam a totalidade das camadas compressíveis.

Tal como já mencionado, o tratamento com recurso aos drenos verticais é aplicado simultaneamente com um aterro de pré-carga por forma a aumentar a velocidade de consolidação do solo de fundação tratado. Desta forma, tenciona-se antecipar os assentamentos do terreno antes do início das construções. Segundo Holtz (1987), a aplicação de uma sobrecarga ajustada em geometria e intensidade permite antecipar os assentamentos da fundação quase na totalidade. A sobrecarga a aplicar deverá ser superior à que se pretende aplicar na fase definitiva, sendo que a remanescente carga só deverá ser retirada quando os assentamentos verificados forem da ordem dos que se pretende atingir na obra (Nagaraj & Miura, 2001).

Quando os drenos são conjugados com aterros de pré-carga, a área de implantação dos mesmos poderá prolongar-se um pouco para fora dos limites do aterro (Abrantes, 2008). É recorrente a utilização de banquetas estabilizadoras nas bermas dos taludes (Alves, 2011), para permitir a estabilização do aterro aplicado durante os assentamentos.

Neste tipo de obras um dos fatores fundamentais é a monitorização, como forma de controlar a evolução dos assentamentos do terreno e a dissipação do excesso das pressões intersticiais dos solos tratados. Desta forma, são regularmente aplicadas placas de assentamentos, marcas superficiais, bem como piezómetros nas zonas tratadas, permitindo o controlo dos assentamentos “in-situ” e a comparação dos mesmos com os calculados em projeto.

2.3.2.4 MALHA, ESPAÇAMENTOS E DIÂMETROS EQUIVALENTES

O tipo de malha e o espaçamento entre drenos tem uma elevada importância no que diz respeito à funcionalidade de todo o sistema, sendo os mesmos definidos pelo projetista. Visto os PVD possuírem menor dimensão, quando comparado com os drenos de areia, é usual o espaçamento entre os mesmos ser mais reduzido. Os drenos são usualmente dispostos segundo uma malha quadrangular ou triangular, conforme se pode observar na Figura 24.

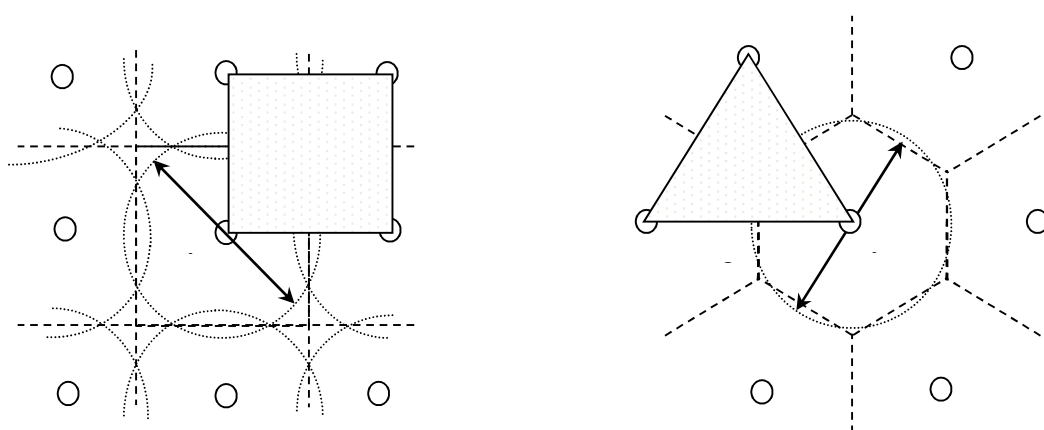


Fig.24 – Malhas quadradas e triangulares dos drenos adotadas em projeto (Da Silva, 2013)

Devido à geometria dos drenos pré-fabricados ser retangular é necessário, para efeitos de cálculo, transformar esta secção numa outra circular equivalente que produza a mesma

consolidação. Neste sentido, pretende-se igualar o perímetro do dreno pré-fabricado com o de uma secção circular, como demonstrado na Figura 25.

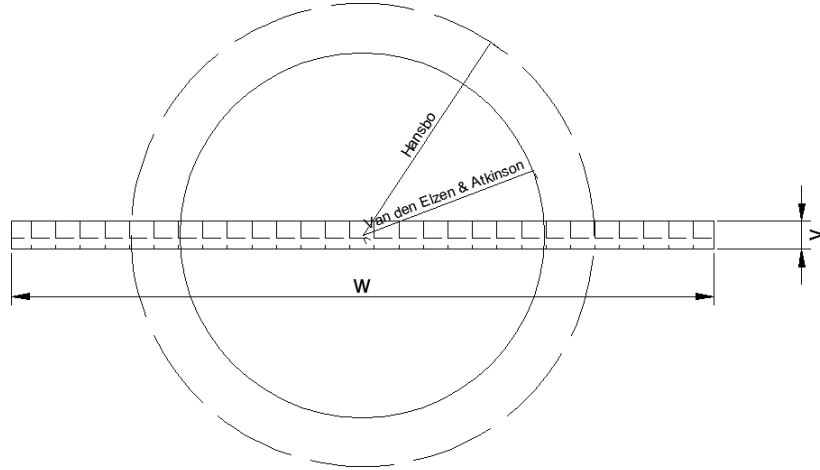


Fig.25 – Representação gráfica da obtenção do diâmetro equivalente

Kjellman (1948) sugeriu que o diâmetro equivalente desse dreno, $d_{m,eq}$, fosse estimado com base no perímetro da secção do mandril de cravação. A mesma hipótese foi adotada por Hansbo (1979). Assim, os perímetros são representados por:

$$P_m = 2(w + y) \quad \text{e} \quad P_{\text{dreno, eq}} = \pi d_{m,eq} \quad (1)$$

w – largura do dreno pré-fabricado

y – espessura do dreno pré-fabricado

Desta forma obtém-se:

$$P_m = P_{\text{dreno, eq}} \Leftrightarrow 2(w + y) = \pi \cdot d_{m,eq} \Leftrightarrow d_{m,eq} = \frac{2(w + y)}{\pi} \quad (2)$$

Em 1980, Van den Elzen e Atkinson propuseram a diminuição do diâmetro equivalente em $\pi/4$. Esta proposta de diminuição deve-se à redução do diâmetro equivalente devido ao efeito provocado pelos cantos do PVD. Desta forma obtém-se:

$$d_{m,eq} = \frac{(w + y)}{2} \quad (3)$$

Apresenta-se em seguida um exemplo para um dreno típico de (100x5)mm, representado na figura 26.

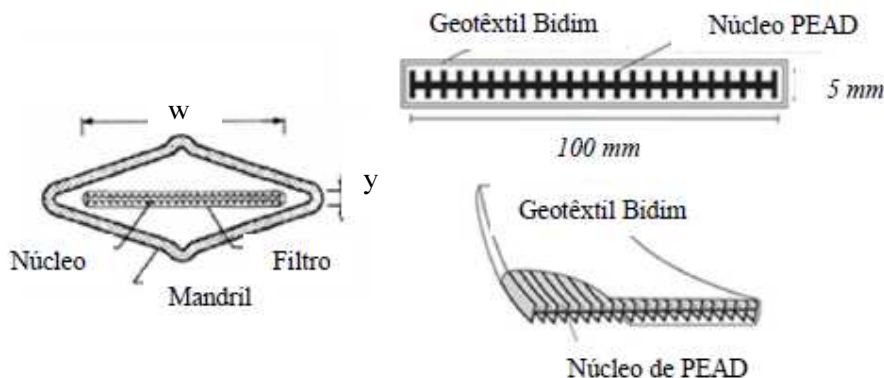


Fig.26 - Perfil transversal de um geodreno (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007)

Assim sendo, o diâmetro equivalente do dreno PVD será de:

- Equação 4 de Hansbo (1979):

$$d_{m,eq} = \frac{2(w+y)}{\pi} = \frac{2(100+5)}{\pi} \approx 66,85mm \quad (4)$$

- Equação 5 de Van den Elzen e Atkinson (1980):

$$d_{m,eq} = \frac{(w+y)}{2} = \frac{(100+5)}{2} = 52,50mm \quad (5)$$

Rixner *et al.* (1986), baseados na retro-análise de modelações de casos reais, realizadas com recurso a elementos finitos, alcançaram resultados idênticos aos da expressão apresentada para o diâmetro equivalente proposto por Hansbo. Este princípio foi posteriormente utilizado noutros estudos por Chai e Miura (1999). Contudo, Davies e Humpheson (1981), também com base na retro-análise de resultados de campo propõem que o diâmetro equivalente de um dreno com estas dimensões seja de 50mm, ou seja mais próximo do valor proposto por Van den Elzen e Atkinson. Segundo estes últimos investigadores, e apesar das diferenças significativas entre os diâmetros obtidos, observou-se que a redução, em termos de evolução do grau de consolidação, é de apenas 2%, ou seja, este não é um fator de grande relevância nas análises de consolidação com drenos verticais pré-fabricados de banda.

O espaçamento entre os drenos é outro fator importante a ter em consideração na fase de dimensionamento dos drenos, uma vez que o diâmetro de influência é função deste parâmetro. O diâmetro de influência de um dreno indica a área ao redor do dreno está drenar para ele. O diâmetro de influência (d_e) é obtido igualando-se a área de influência de um dreno ($\pi d_e^2/4$) à área geométrica quadrangular para a malha quadrada, e à área geométrica hexagonal para a malha triangular, ou seja:

Malha quadrangular

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = S^2 \Leftrightarrow d_e = S\sqrt{\frac{4}{\pi}} \approx 1,1284 S \quad (6)$$

Malha triangular

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{\sqrt{3}}{2} S^2 \Leftrightarrow d_e = S\sqrt{\frac{2}{\pi}\sqrt{3}} \approx 1,050 S \quad (7)$$

3. LIMITAÇÃO DA CAPACIDADE DE DESCARGA

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A capacidade de vazão ou descarga dos drenos verticais pré-fabricados pode ser condicionada e retardada devido a diversos fatores, sendo uns associados ao processo de instalação dos drenos e seus efeitos no terreno e outros associados aos materiais escolhidos e suas limitações ou desempenho ao longo do tempo, nomeadamente:

- a) Permeabilidade da camada drenante que se dispõe por cima do solo tratado;
- b) Efeito da perturbação do solo adjacente ao dreno devido à sua instalação;
- c) Limitação da capacidade de drenagem vertical do dreno pré-fabricado.

Relativamente ao primeiro fator, considera-se que a capacidade de escoamento da camada drenante, constituída por materiais arenosos, deverá superior às dos drenos, com vista a não interferir no processo de drenagem e reencaminhamento das águas captadas nestes para fora da zona tratada. Regra geral, admite-se que as condições abaixo indicadas, desde que respeitadas, são suficientes para este parâmetro já não será considerado como limitador da capacidade de descarga dos drenos e condicionante para a consolidação do solo de fundação (Chai e Miura, 1999), nomeadamente:

- Espessura superior a 50cm;
- Percentagem de finos, nunca superior a 5%;
- Permeabilidade superior a 10^{-4} m/s.

No que diz respeito ao segundo fator acima assinalado, ou seja o efeito de *smear*, este tem sido o mais investigado, até por ser aquele que sempre foi considerado como o que apresenta maior influência na performance dos drenos verticais pré-fabricados, embora o efeito seja, na realidade, sentido ao nível do solo de fundação e não do dreno propriamente dito. Este fenómeno provoca uma limitação no caudal escoado pelo solo ao redor do dreno, visto que reduz a permeabilidade numa zona envolvente ao dreno, além de aumentar a pressão intersticial devido ao processo de cravação, provocando assim um retardamento do processo de consolidação do solo (Holtz e Holm, 1973). Para ter em atenção este fenómeno na formulação analítica da consolidação, existem duas possibilidades: a) ou se considera a redução global do coeficiente de consolidação (C_v) do solo de fundação; b) ou então admite-se uma zona perturbada ao redor do dreno com um determinado diâmetro (d_s), com redução do coeficiente de permeabilidade nessa mesma zona (k_s). Contudo, e embora este fator seja condicionante no fenómeno da consolidação e na evolução temporal dos assentamentos, este tema não será abordado em profundidade neste estudo, uma vez que não é esse o objetivo principal desta dissertação.

Por último, e em relação à limitação da capacidade de drenagem vertical do dreno pré-fabricado, este será o tema que constitui a base de suporte à dissertação em causa, e como tal ser-lhe-á atribuído especial destaque, sendo os mesmos discriminados e apresentados em seguida.

3.2. EFEITOS QUE AFETAM A CAPACIDADE DE DESCARGA

A capacidade de drenagem de um dreno, para gradiente hidráulico unitário, é definida pelo produto da permeabilidade longitudinal pela sua secção.

Os valores da permeabilidade longitudinal dos drenos são, regra geral, fornecidos pelos fabricantes dos mesmos, variando as suas características consoante o material utilizado para o dreno, forma geométrica do núcleo e dimensões. Apesar de se admitir que os drenos PVD possuem características ideais, ou seja, a sua permeabilidade é considerada muito superior quando comparada com a permeabilidade do solo em que é aplicado, tal não inteiramente correto e diversos investigadores dedicaram-se ao estudo deste fenómeno, comprovando que os drenos verticais pré-fabricados estão longe de poderem ser considerados como elementos de drenagem infinita, ou seja, ideais.

Segundo Holtz *et al.* (1987) e Chai *et al.* (2004), os parâmetros que afetam o desempenho de um dreno PVD são condicionantes a longo prazo. Os mesmos referem que a redução da capacidade de descarga é considerada crítica na fase de dimensionamento a longo prazo, caso a sua capacidade drenante seja inferior a 100/150 m³/ano.

Com base em testes laboratoriais e em estudos anteriores, em 1998, Miura *et al.* apontaram uma série de fatores que interferem na capacidade de descarga dos drenos PVD, entre eles:

- Deformação do dreno ao longo do tempo com a tensão de confinamento;
- Deformação por dobragem, encurvadura, e criação de pregas no dreno, devido a assentamentos elevados do terreno durante o processo de consolidação.
- Colmatação do filtro geotêxtil com o tempo;
- Colmatação do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno);

3.2.1. DEFORMAÇÃO DO DRENO DEVIDO A TENSÕES DE CONFINAMENTO

Devido às tensões normais de confinamento exercidas pelo terreno, a área de escoamento do núcleo central do PVD é reduzida. Este fenómeno deve-se à deformação do filtro exterior para o interior do núcleo, como demonstrado na figura 27. Foi Giroud, em 1983, quem constatou que o efeito das tensões de confinamento, perpendiculares ao geotêxtil, tinham sido, até então, completamente ignoradas na redução da permeabilidade e dos drenos.

Se o dreno for relativamente extensível este fenómeno terá maior probabilidade de existir, ou seja, o mesmo deformar-se para o interior dos canais de escoamento (Bergado *et al.*, 1996b).

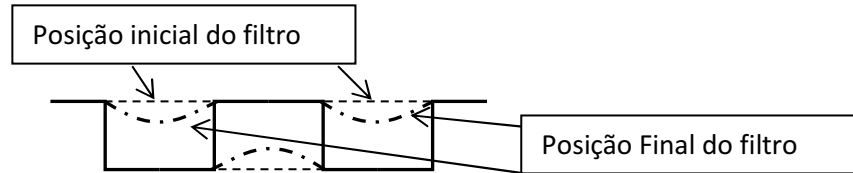


Fig.27 – Figura representativa da deformação do filtro geotêxtil devido a tensão de confinamento

Este efeito poderá ser mais pronunciado com o tempo, assim sendo, o rácio de redução devido ao tempo poderá ser definido pela expressão (Bergado *et al.*, 1996b):

$$\text{Rácio de redução} = \frac{IDC - FDC}{IDC - t} \quad (8)$$

em que:

IDC – Capacidade de descarga inicial;

FDC – Capacidade de descarga final;

t – tempo.

Segundo Chai *et al.* (2004), a deformação do filtro geotêxtil devido a tensões de confinamento é a representada pela figura 28.

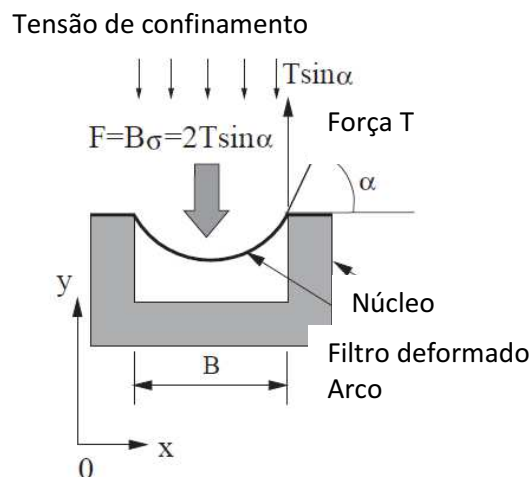


Fig.28 – Figura representativa da deformação do filtro geotêxtil devido a tensão de confinamento (adaptado de Chai *et al.*, 2004)

Segundo Fourie e Kuchena (1995), as tensões aplicadas pelos solos podem provocar o aumento da abertura aparente dos filtros, quando estas são aplicadas paralelas ao plano do filtro, ou diminuir a abertura aparente do filtro, quando estas são aplicadas perpendicularmente ao filtro (situação em estudo). Para além da diminuição dos canais de escoamento dos drenos verticais, estas tensões de confinamento potenciam a redução da abertura aparente dos filtros geotêxteis podendo aumentar o potencial de colmatção do próprio filtro. Para além destes fenómenos, a própria diminuição de espessura do filtro geotêxtil, por consequência das tensões exercidas pelo terreno, reduz a área do filtro ou do núcleo para o escoamento e como tal a capacidade de vazão é afetada. A diminuição da espessura dos filtros é calculada através do ensaio descrito na EN ISO 9864, representado na figura 29:

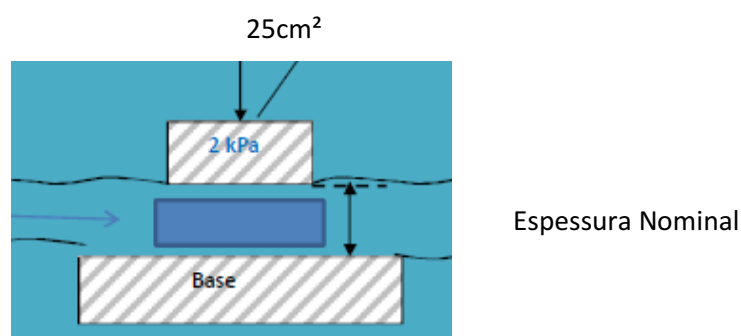


Fig.29 – Figura representativa do ensaio EN ISO 9864

De maneira a verificar a redução da permeabilidade do filtro devido à redução de espessura, utiliza-se a equação 9, retirada da EN ISO11058, para calcular a permeabilidade do filtro.

$$\psi = \frac{k_{\text{Geotextil}}}{t} \quad (9)$$

em que:

- Ψ – Permeabilidade do Filtro Geotêxtil;
- $K_{\text{geotextil}}$ – Coeficiente de Permeabilidade;
- t - Tempo

Segundo Palmeira *et al* (1997), a permeabilidade é reduzida com as tensões aplicadas ao filtro geotêxtil na seguinte escala (figura 30):

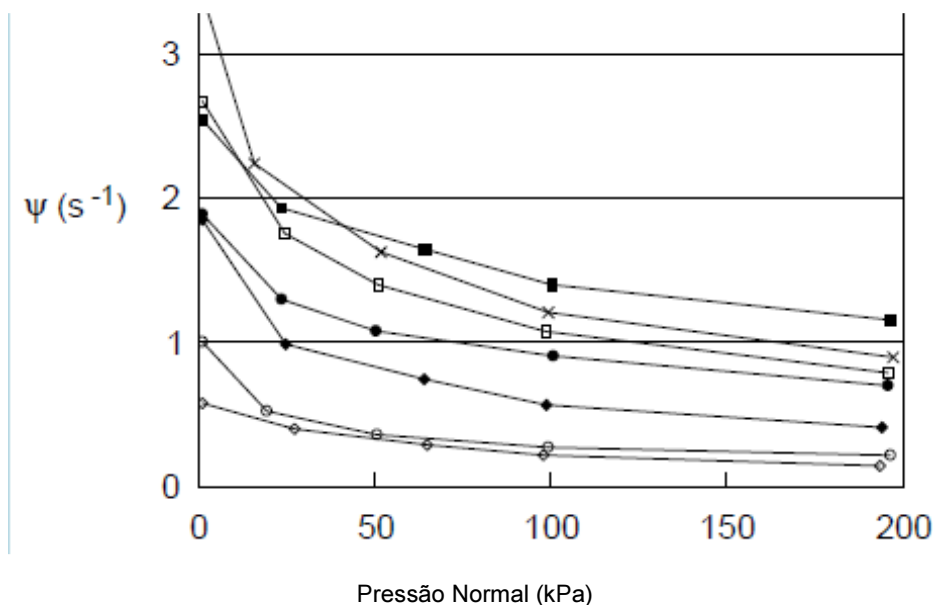


Fig.30 – Representação da redução de permeabilidade do filtro devido à redução da espessura do mesmo (Palmeira *et al*, 1997)

3.2.2. DEFORMAÇÃO DO DRENO DEVIDO A ASSENTAMENTOS ELEVADOS DO TERRENO

Quando se recorre a tratamento com drenos verticais, os solos sofrem, na sua grande maioria, assentamentos elevados que provocam deformação nos drenos, podendo esta ser por dobragem, encurvadura ou criação de pregas. Todas estas deformações provocam uma diminuição do caudal escoado pelo dreno, e segundo Kremer (1983) o mesmo poderá ser reduzido a zero, caso o assentamento observado represente 15% do solo a tratar. Nguyen e Hung (2010) testaram diversos PVD obtendo diversas deformações, representadas pela figura 31:

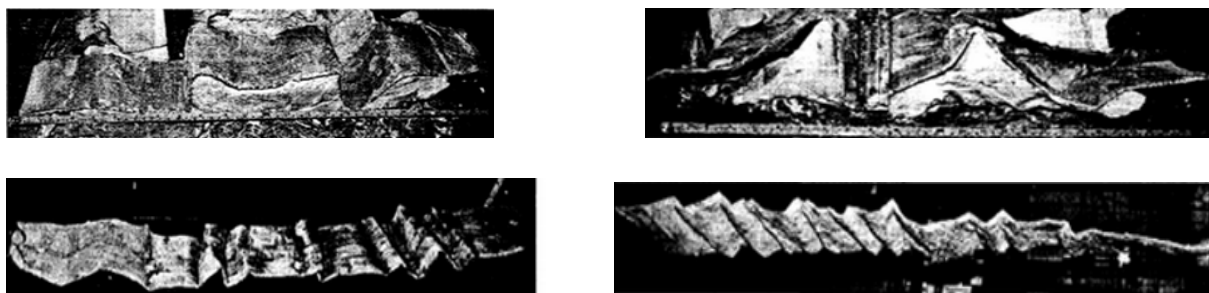


Fig.31 – PVD deformados (imagem retirada de <http://www.geoengineer.org/education/web-based-class-projects/select-topics-in-ground-improvement/prefabricated-vertical-drains?showall=&start=9>, em Junho de 2015)

Se a camada de solo a tratar tiver espessuras elevadas ou uniformidade no tipo de solo, a encurvadura será de menor grau. Por outro lado, se as características do solo variarem com a profundidade, existindo zonas em que o solo possui piores características, então a deformação dos drenos será superior nessas zonas e os ângulos formados serão mais

acentuados, podendo originar decréscimo considerável da capacidade de descarga do dreno (Bergado *et al.*, 1996b).

As possíveis deformações adotadas pelos drenos, devido a assentamentos dos solos de fundação, estão demonstradas na figura 32. Como se pode observar, dependendo da rigidez das camadas atravessadas pelo dreno, o mesmo adota deformações diferentes, e consequentemente a sua influência na capacidade de descarga do próprio dreno é variável.

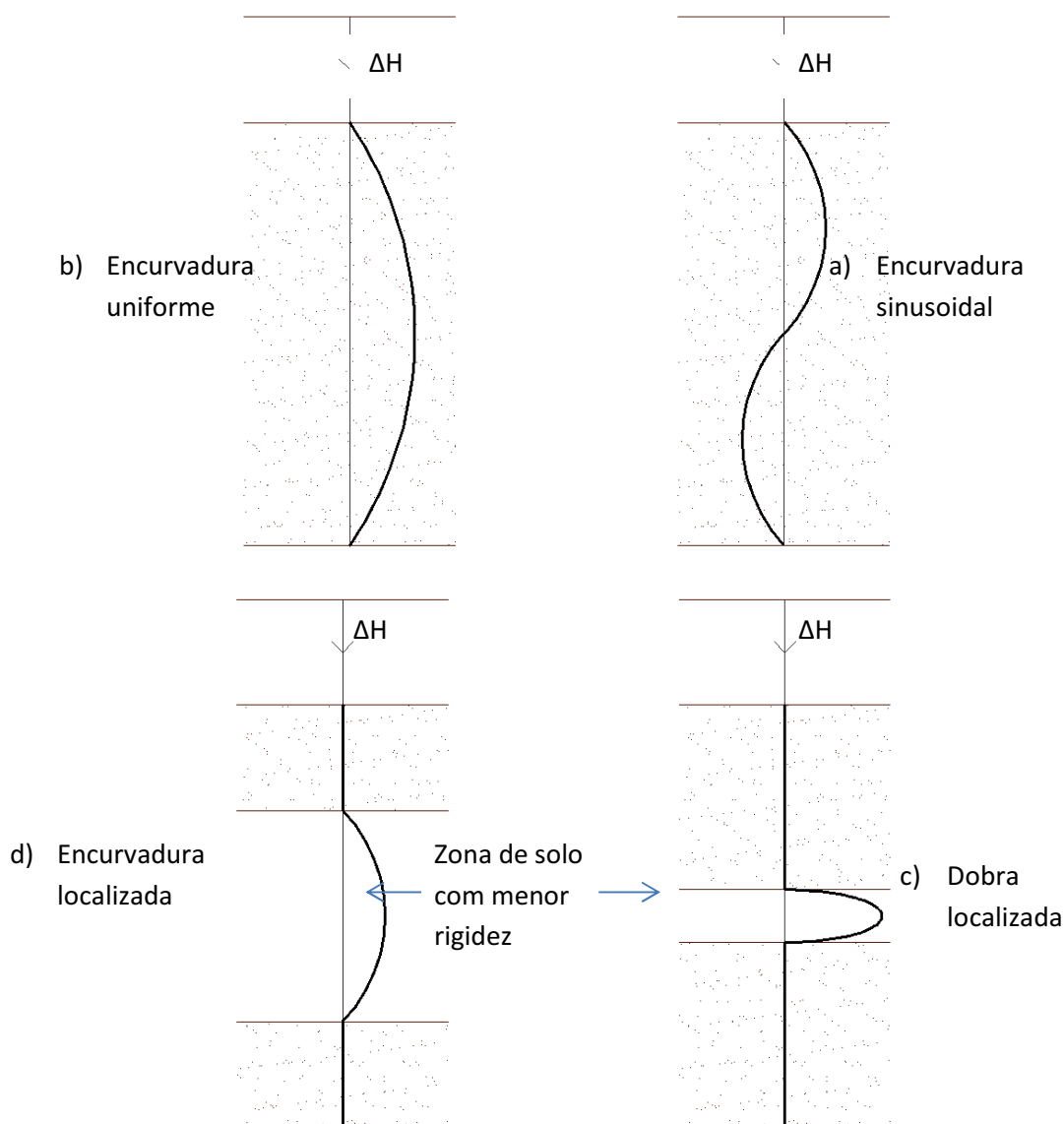


Fig.32 – Figura representativa das possíveis deformações a que o dreno será sujeito (adaptado de Lawrence e Koerner, 1988)

Hansbo, em 1981, constatou, com base em resultados obtidos em campo, que este fator apresentava pouca expressão na redução da capacidade de descarga de um dreno. Todavia, também refere que tal poderá dever-se ao facto deste fenómeno apresentar maior expressão na fase final do processo de consolidação, ou seja, quando os assentamentos do solo já são bastante elevados. Contudo, também refere que, nessa fase da consolidação os

drenos já não são considerados como elementos relevantes. Miura *et al.* (1998), veio corroborar a conclusão anterior de Hansbo, ao referir que dobras provocadas por assentamentos até 20% da altura total do dreno, não teriam qualquer influência na capacidade de descarga deste.

3.2.3. COLMATAÇÃO DO FILTRO GEOTÊXTIL

A principal função do filtro geotêxtil é permitir a entrada de água para o interior do núcleo do PVD, evitando a colmatação do próprio filtro (Manivannan, 2005). Hansbo (1981) referiu que as partículas finas do solo poderiam causar a redução da capacidade de descarga do PVD por colmatação do próprio filtro. Deste modo, para que um filtro seja considerado eficiente, o mesmo terá que impedir a sua colmatação ou bloqueio.

Considera-se que um filtro colmatou quando as partículas finas que se movem para o interior deste ficam presas, reduzindo substancialmente a sua permeabilidade. Para além disso, admite-se que ocorreu bloqueio do filtro quando as partículas ficam impedidas de entrar no filtro, formando uma camada denominada de película aderente em volta deste, a qual não permite a passagem de água, como demonstrado na figura 33 (Bergado *et al.*, 1996c).

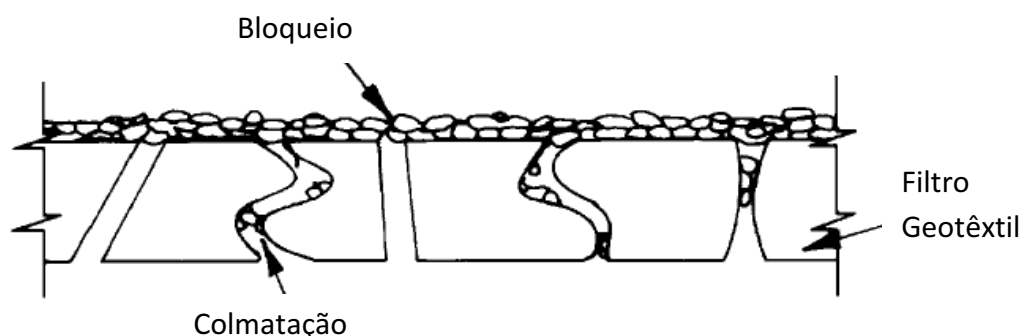


Fig.33 – Figura representativa de colmatação e bloqueio de drenos (adaptado de Bergado *et al.*, 1996c)

Lawson, em 1982, referiu que o fluxo inicial de água escoada para o interior de um dreno PVD deve-se essencialmente às propriedades hidráulicas do solo, enquanto que a longo prazo está associado às propriedades do filtro geotêxtil. Bergado *et al.* (1996c) confirmou este facto através de diversos ensaios laboratoriais, referindo ainda que se observa a formação de uma película de partículas muito finas em volta do filtro, a qual resulta na redução da capacidade de descarga do dreno. Contudo, o mesmo investigador verificou que após a criação dessa película podem dar-se três condições de equilíbrio distintas, dependendo do filtro adotado:

- Tipo 1 – Formação de uma película argilosa aderente ao filtro e posterior estabilização do solo;
- Tipo 2 – Formação de uma película argilosa aderente ao filtro, com perda de algumas partículas finas do solo para o interior do núcleo e estabilização do solo;

- Tipo 3 – Perda contínua de solo por entrada de finos dentro do núcleo.

Bergado *et al.* (1996c) mencionou que os geotêxteis podem atuar como filtro se o seu comportamento for semelhante ao verificado nos tipos 1 e 2. No tipo 3, o geotêxtil não está a desempenhar função filtrante, uma vez que se dá a entrada dos finos para dentro do núcleo do dreno.

Os mecanismos associados às diferentes fases do processo acima referido são:

- a) perda de partículas do solo, por arraste, devido às forças de percolação;
- b) migração de partículas do solo para o filtro devido à percolação da água para dentro do dreno;
- c) formação de uma película de partículas finas aderente ao filtro;
- d) partículas do solo presas na estrutura do filtro geotêxtil;
- e) estabilização do solo, ou seja, não ocorre arraste de partículas finas devido às forças de percolação (condição de equilíbrio alcançada).

Em 1983, Kellner *et al.* referem que as propriedades químicas das fibras dos geotêxteis e dos solos devem ser consideradas aquando do critério de escolha do filtro. Contudo, raramente este critério é seguido, centrando-se a escolha do filtro do PVD apenas nas dimensões dos elementos utilizados e da sua permeabilidade, nomeadamente:

- Sistema solo/filtro geotêxtil, o qual considera as dimensões aparentes de abertura do filtro geotêxtil (*Apparent Opening Size* – AOS) e os diâmetros das partículas dos solos;
- Permeabilidade do filtro geotêxtil e do solo.

Estes critérios serão detalhadamente apresentados nos subcapítulos seguintes

3.2.3.1. APPARENT OPENING SIZE (AOS)

O AOS indica-nos a abertura aparente dos filtros geotêxtil e indica-nos aproximadamente qual a granulometria da maior partícula de solo que atravessa o filtro, permitindo assim optar pela adoção de um filtro correto, consoante as funções do mesmo e as condições do solo. No entanto, AOS não representa um indicador fiável da permeabilidade ou resistência a colmatação de um filtro geotêxtil (Bergado *et al.*, 1996c).

Por forma a classificar os diversos filtros, utiliza-se a norma ASTM D 4751. Este ensaio consiste na peneiração mecânica de esferas de vidro com tamanhos adequados à gama do geotêxtil testado. O diâmetro das esferas vai sendo alterado até que se tenha concluído qual a abertura aparente do filtro. Assim, é conferido um movimento vertical e lateral, fazendo as partículas saltar e vibrar de modo a apresentar diferentes orientações quando em contacto

com o filtro geotêxtil. Existem ainda eliminadores estáticos que evitam a acumulação de eletricidade estática devido à vibração das partículas. Este ensaio é aceitável para testes comerciais de geotêxteis, porém a precisão entre laboratórios pode não ser igual, estando as mesmas ainda em processo de análise e estudo.

3.2.3.2. CRITÉRIOS DE SELEÇÃO DO FILTRO GEOTÊXTEL

3.2.3.2.1. SISTEMA SOLO/FILTRO GEOTÊXTEL

Este critério pretende simular a relação entre o solo e o filtro geotêxtil, ou seja, pretende-se efetuar uma relação entre as aberturas aparentes dos filtros (AOS) e a granulometria do solo, de modo a assegurar que as forças de percolação no filtro sejam relativamente pequenas. Assim, a maioria dos autores utilizam a seguinte condição (Fourie e Kuchena, 1995):

$$\frac{O_{95}}{D_{85}} \leq \chi \quad (10)$$

sendo:

- χ é um valor adimensional baseado em critérios de ensaios, variando de acordo com os investigadores;
- O_{95} representa a dimensão aparente do filtro para 95% dos poros com dimensão inferiores a esta;
- D_{85} representa as partículas do solo com diâmetros inferiores a 85% do material que passa nas análises granulométricas.

Existem inúmeros critérios para a seleção dos filtros, tal como se pode constatar pela leitura do quadro 5. Estes foram determinados para diferentes tipos de filtros e tipos de solos, daí que a escolha de um critério, em detrimento de outro, tenha que ter sempre em atenção que os valores indicados foram obtidos para essas mesmas condições.

Quadro 5 – Resumo dos critérios para filtros geotêxteis para drenos PVD (Bergado *et al.*, 1996c)

Referências	Crítérios	Observações
Calhoun (1972)	$O_{95}/D_{85} \leq 1$	Adequado para filtros geotêxteis com elevadas % de poros largos
Ogink (1975)	$O_{90}/D_{90} \leq 1,8$	Filtro não-tecido Tipo de solos não especificado

Sweetland (1977)	$O_{15}/D_{85} \leq 1$	Filtro não tecido Solos com $C_u=1,5$ e $C_u=4$
Shober e Teindl (1979)	$O_{90}/D_{50} \leq 1,7$ a 3	Considerado demasiado conservador
	$O_{50}/D_{85} \leq 1$	Solos com $0,02 \leq D_{85} < 0,25$ mm
Rankilior (1981)	$O_{50}/D_{50} \leq 25$ a 37	Solos coesivos
	$O_{15}/D_{15} \leq 1$	Solos com $D_{85} > 0,25$ mm
Giroud (1982)	$O_{95}/D_{50} \leq 1$ a 6	
		$O_{95} < 0,50$ mm a 0,75mm
Carroll (1983)	$O_{95}/D_{85} \leq 2$ a 3	Filtro tecido e não-tecido Tipo de solo não especificado
Christopher e Holtz (1985)	$O_{90}/D_{85} \leq 1,8$ $AOS < 0,3D_{85}$	Filtro não-tecido Solos com mais de 50% de partículas passadas no peneiro 75 μ m
Chen e Chen (1986)	$O_{90}/D_{85} \leq 1,2$ a 1,8 $O_{50}/D_{50} \leq 10$ a 12	
Holtz e Christopher (1987)	$O_{95} \leq 0,5D_{85} \leq 0,3$ mm	Filtro não-tecido Recomendado para siltes e argilas
Bergado <i>et al.</i> (1992)	$O_{90}/D_{85} \leq 2$ a 3 $O_{50}/D_{50} \leq 18$ a 24	Filtro não-tecido Recomendado para argilas

em que:

O_{95} , O_{90} , O_{50} e O_{15} - representam as dimensões aparentes da abertura do filtro para 95%, 90%, 50% e 15%, dos poros com dimensões inferiores a esta.

D_{85} , D_{50} e D_{15} – representam as partículas do solo com diâmetros inferiores a 85%, 50% e 15%, do material que passa nas análises granulométricas;

$C_u = D_{60}/D_{10}$ – é o coeficiente de uniformidade do solo.

Bergado *et al.* (1993) admitiram as seguintes relações por forma a escolher o filtro geotêxtil a utilizar:

$$\frac{O_{90}}{D_{85}} < 2 \text{ a } 3 \quad (11)$$

$$\frac{O_{50}}{D_{50}} < 18 \text{ a } 24 \quad (12)$$

Segundo o mesmo autor, estes valores são difíceis de determinar, visto dependerem de diversos fatores, tais como, a interação química e elétrica entre o filtro e as partículas do solo, gradiente hidráulico, entre outros.

Fourie e Kuchena (1995) mencionaram a elevada discrepância entre os valores associados à permeabilidade dos filtros resultantes de ensaios laboratoriais e os registados em campo, através de ensaios à escala real. Segundo estes investigadores os valores representativos das partículas que atravessam os filtros chegam a atingir o dobro em campo, ultrapassando os valores considerados aceitáveis, entre 3% e 4%. Neste sentido, Fourie e Kuchena (1995) e Bergado *et al.* (1996c) efetuaram diversos ensaios em grande escala por forma a viabilizar alguns dos critérios de seleção dos filtros, sendo os resultados apresentados no ponto 3.2.3.

Fourie e Kuchena, em 1995, testaram a aplicabilidade de alguns destes critérios de filtros geotêxtis na contenção de aterros, obtendo os seguintes resultados (quadro 6):

Quadro 6 – Aplicabilidade dos critérios de escolha dos filtros (Fourie e Kuchena, 1995)

Critério	Aplicado	Tecido	Não-tecido
$O_{95}/D_{85} \leq 1 \text{ a } 6$ (Giroud 1982)	$O_{95} \leq 140 \text{ a } 840 \mu\text{m}$	✓	✓
$O_{95}/D_{85} \leq 2 \text{ a } 3$ Carroll (1983)	$O_{95} \leq 280 \text{ a } 420 \mu\text{m}$	X	✓
$O_{95}/D_{85} \leq 1 \text{ a } 2$ Christopher e Holtz (1985)	$O_{95} \leq 200 \text{ a } 400 \mu\text{m}$	X	✓
$O_{95}/D_{15} \geq 3$ Holtz e Christopher (1985)	$O_{95} \geq 210 \text{ a } 255 \mu\text{m}$	✓	X

Bergado *et al.* (1996c) ensaiaram, para um mesmo tipo de solo, PVD com diferentes características dos filtros e conseguiram demonstrar a adequabilidade de alguns dos critérios mencionados anteriormente. A relação dimensão aparente do filtro e partículas do solo alcançados para alguns dos PVD estudados (A – Alidrain, B- Armerdrain 408, C – Fibredrain, D – Flodrain FD4-EX e E – Mebadrain MD – 7007), estão indicados no quadro 7.

Comparando os valores obtidos para cada tipo de PVD, com os limites definidos para cada critério, observa-se que o PVD D e o PVD E são os que melhor se encaixam dentro da franja de valores recomendados pelos diversos autores. Além disso, mencionaram que os PVD A e B, apesar de todos os valores para os diversos critérios serem demasiado elevados, ou seja, AOS muito elevada e futura passagem de finos para o interior do núcleo do PVD, ambos acabam por estabilizar quanto à capacidade de descarga do dreno, embora a mesma seja mais demorada. Quanto ao PVD C, os valores são mais elevados e os mesmos autores confirmam a sua inviabilidade. Os drenos D e E obtiveram comportamentos muito favoráveis, atingindo um equilíbrio muito rápido quanto à estabilização da capacidade de descarga. Ambos os PVD encontram valores muito próximos do recomendado por Bergado *et al.* (1992), Carrol (1983) e Calhoun (1972).

Quadro 7 – Critério de relação entre AOS do filtro e as partículas do solo (Bergado *et al.*, 1996c)

Critério	A	B	C	D	E
$O_{90}/D_{85} \leq 2$ a 3	4,7 – 17,5	5,3 – 20	20 – 46,2	2 – 7,5	
$O_{50}/D_{50} \leq 18$ a 24	26,7 – 80	33,3 – 100	13,3 – 44	16,7 – 50	2,5 – 9,4
Bergado <i>et al.</i> (1992)					
$O_{90}/D_{90} \leq 1,8$	2,8 – 15,6	3,2 – 17,8	12 – 66,7	1,2 – 6,7	1,5 – 8,3
Ogink (1975)					
$O_{95}/D_{85} \leq 2$ a 3	5,33 – 20	6,67 – 25	20 – 75	2,3 – 8,75	2,5 – 9,4
Carroll (1983)					
$O_{50}/D_{50} \leq 25$ a 37	26,7 – 80	33,3 – 100	20 – 75	16,7 – 50	-
Rankilior (1981)					
$O_{95}/D_{85} \leq 1$ a 2	5,33 – 20	6,67 – 25	20 – 75	2,3 – 8,75	2,5 – 9,4
Christopher e Holtz (1985)					

Critério	A	B	C	D	E
$O_{95} \leq 0,5D_{85} \leq 0,3 \text{ mm}$ Christopher e Holtz (1987)	5,33 – 20	6,67 – 25	20 – 75	2,3 – 8,75	2,5 – 9,4
$O_{95}/D_{85} \leq 1$ Calhoun (1972)	5,33 – 20	6,67 – 25	20 – 75	2,3 – 8,75	2,5 – 9,4
$O_{90}/D_{85} \leq 1,2 \text{ a } 1,8$ $O_{50}/D_{50} \leq 10 \text{ a } 12$ Chen e Chen (1986)	4,7 – 17,5 26,7 – 80	6,67 – 25 33,3 – 100	20 – 46,2 133,3 – 400	2 – 7,5 16,7 – 50	2,5 – 9,4 -

3.2.3.2.2. PERMEABILIDADE DO FILTRO GEOTÊXTIL E DO SOLO

Holtz, em 1987, referiu que a permeabilidade do filtro geotêxtil deverá ser sempre superior à do solo adjacente, nomeadamente:

- Para condições adversas

$$k_{\text{geotêxtil}} \geq 10k_s \quad (13)$$

- Para condições menos adversas

$$k_{\text{geotêxtil}} \geq k_s \quad (14)$$

sendo:

$k_{\text{geotêxtil}}$ – Coeficiente de permeabilidade do geotêxtil;

k_s – Coeficiente de permeabilidade do solo em condições saturadas.

Para a utilização em argilas brandas de *Bangkok*, Bergado *et al.* (1996c) consideraram uma relação $k_{\text{geotêxtil}} \geq 2k_s$, ou seja, que a permeabilidade do geotêxtil deverá ser duas vezes superior à permeabilidade do solo.

3.2.4. COLMATAÇÃO DO PRÓPRIO DRENO

A colmatação do canal de descarga ocorre quando a malha escolhida para o filtro geotêxtil apresenta uma dimensão dos poros demasiado larga, permitindo a passagem de partículas do solo que ficam presas no núcleo do filtro geotêxtil, fazendo com que o mesmo colmate (Bergado *et al.*, 1996c). Desta forma, este fator de limitação da capacidade de descarga do dreno é praticamente inexistente se o método de escolha do filtro for o adequado segundo o exposto no ponto 3.2.3.

Uma vez discriminados os fatores que afetam diretamente a performance do escoamento dos drenos verticais pré-fabricados, no capítulo que se segue propõe-se a aplicação de uma metodologia para ter em consideração estes mesmos efeitos e proceder à sua quantificação, no sentido da determinação de um valor mínimo para a capacidade de descarga dos drenos. Este deverá ser o valor a aplicar na fase de dimensionamento dos drenos, considerando que estes têm um comportamento real e não ideal, em termos da sua capacidade drenante.

4. QUANTIFICAÇÃO DOS FATORES LIMITADORES DA CAPACIDADE DE DESCARGA

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No dimensionamento dos drenos, em fase de projeto, e com vista a garantir uma adequada performance dos mesmos, é usual recorrer-se à expressão (15) de Kamon *et al.* (1984) para determinar a capacidade de descarga teórica requerida (q_{req}) para um dreno PVD.

$$q_{req} = s_f \cdot \bar{U}_{10} \cdot L_d \frac{\pi C_h}{4 T_h} \quad \text{em m}^3/\text{ano} \quad (15)$$

em que:

s_f – Assentamento final do estrato argiloso, equivalente a 25% da espessura da camada a ser tratada, devendo o dreno atravessar todo esse estrato;

L_d – Altura do dreno

\bar{U}_{10} – Tempo associado a 10% do grau de consolidação médio;

C_h – Coeficiente de consolidação horizontal;

T_h – Fator tempo para consolidação horizontal.

Em virtude do que já foi mencionado no capítulo 3, mais especificamente em 3.2. (Limitação da Capacidade de Descarga), o valor de capacidade de descarga requerido, obtido pela equação 15, deverá ser majorado na fase de projeto. Bergado *et al.* (1996b) mencionaram que deveria ser considerado um valor mínimo para a capacidade de descarga de um dreno, de modo a ter em consideração esses mesmos fatores. A expressão proposta será:

$$q_{w,min} \geq F_t \cdot F_c \cdot F_{fc} \cdot q_{req} \quad \text{em m}^3/\text{ano} \quad (16)$$

sendo:

F_t – Fator associado ao tempo;

F_c – Fator associado à deformação do dreno;

F_{fc} – Fator associado à colmatação do filtro e dreno a longo prazo.

De realçar que, neste caso, o fator associado à colmatação do núcleo não é incluído na expressão (16), pelas razões já mencionadas no ponto 3.2.4.

Ao majorar o caudal associado à capacidade de descarga do dreno pretende-se que este assegure um funcionamento a 100% da sua capacidade a longo prazo, visto considerar-se que um dreno deverá, pelo menos, funcionar durante meio ano (Chai e Miura, 1999).

Neste capítulo apresenta-se o levantamento dos valores propostos por diversos autores, para os fatores em questão.

4.2. FATOR ASSOCIADO AO TEMPO

Relativamente a este fator, apresenta-se em seguida uma síntese de conclusões obtidas por diversos investigadores, com base em ensaios laboratoriais. Entre elas:

- Kremer *et al.* (1982) referiu que o valor mínimo da capacidade de descarga deveria ser 160 m³/ano, com gradiente hidráulico de 0,625 aplicado em 40cm de comprimento de dreno e com uma pressão de confinamento de 100kPa;
- Jamiolkowski *et al.*, em 1983, concluíram que a capacidade de descarga deveria superior a 10 ou 15m³/ano quando os drenos apresentam comprimento superior a 20m;
- Holtz *et al.*, em 1989, comprovaram que esse valor seria muito reduzido, propondo 100 a 150m³/ano para 15-25cm de comprimento em solos com permeabilidade de 10⁻⁷cm/s;
- Hansbo, em 1987, afirmou que para drenos longos a capacidade de descarga demonstra-se crítica quando a mesma é inferior a 50-100m³/ano.

Como tal, face aos resultados alcançados através de ensaios laboratoriais, a capacidade de drenagem de um dreno PVD variará entre 10 a 1580 m³/ano sobre pressões laterais de confinamento que podem variar entre 15kPa a 350kPa, como demonstrado pelo quadro 8.

Quadro 8 – Valores mínimos recomendados para a capacidade de descarga (Bergado *et al.*, 1996b)

Fonte	q _w [m ³ /ano]	Pressão lateral [kPa]
Jamiolkowski <i>et al.</i> (1983)	10-15	500-300
Den Hoedt (1981)	95	50-300
Kremer <i>et al.</i> (1982)	256	100
Kremer (1983)	790	15
Hansbo (1987)	50-100	-

Fonte	q_w [m ³ /ano]	Pressão lateral [kPa]
Rixner <i>et al.</i> (1986)	100	-
Van Zanten (1986)	790-1580	150-350
Holtz <i>et al.</i> (1989)	100-150	500-300
Lawrence e Koerner (1988)	150	-
Koda <i>et al.</i> (1984)	100	50
De Jager e Oostveen (1990)	315-1580	150-300

Bergado *et al.* (1996b) efetuaram diversos ensaios laboratoriais dos quais obtiveram os valores de IDC e FDC representados no quadro 9. Os ensaios foram efetuados até que a relação de redução (calculada através da equação 17) alcançasse zero, ou seja, quando a capacidade de descarga do dreno tende a estabilizar. Através destes resultados propuseram que o fator associado ao tempo F_t seja calculado através da seguinte equação:

$$F_t = \frac{IDC}{FDC} \quad (17)$$

Onde:

IDC – Capacidade de descarga inicial;

FDC – Capacidade de descarga final.

Estes adotaram para o fator de redução, associado ao tempo (F_t), a média dos valores de todos os drenos testados, exceto os que são desajustados, obtendo desse modo o valor de 1,25.

Quadro 9 – Valores mínimos recomendados para a capacidade de descarga (Bergado *et al.*, 1996b)

Dreno	Tempo [dias]	IDC [m ³ /ano]	FDC [m ³ /ano]	Ft
<i>Alidrain</i>	18,0	1736,6	1174,0	1,48
<i>Amerdrain</i>	16,5	2208,4	1808,0	1,22
<i>Castleboard</i>	18,0	1427,0	1388,5	1,03
<i>Colbond</i>	13,0	1822,9	1479,0	1,23
<i>Desol</i>	81,0	1192,7	111,5	10,70
<i>Fibredrain</i>	21,0	28,6	0,0	
<i>Flodrain</i>	10,6	1049,8	833,0	1,26
<i>Geodrain</i>	13,0	1793,9	1420,0	,1,26
<i>Hongplast</i>	13,0	2400,0	1845,0	1,30
<i>Mebradrain</i>	8,4	2414,0	2272,0	1,06

Chai e Miura (1999) também efetuaram testes quanto às alterações provocadas pelas tensões de confinamento, conseguindo relacionar a pressão de confinamento com a redução de secção do núcleo central do dreno vertical, assumindo que a deformação do filtro seria em arco com concavidade voltada para o exterior, de dois tipos de drenos PVD (figura 34), obtendo os seguintes valores (figura 35):



	Size		Drainage Channel			Unit weight (g/m ²) (7)	Material		Connection condition between filter and core and core (10)	Structure (11)
	Thick-ness (mm) (2)	Width (mm) (3)	Depth (mm) (4)	Width (mm) (5)	Number of channel/ drain (6)		Filter (8)	Core (9)		
PVD (1)										
PVD(A)	2.6	94	1.5	1.8	40	90	Spun bonded polyester	Polyolefin	Fixed	
PVD(B)	3.6	97	1.3	2.0 ~ 2.4	64 ~ 66	120	Spun bonded polyolefin	Polyolefin	Fixed	

Fig.34 – Propriedades físicas dos PVD estudados (Retirado de Chai e Miura, 1999)

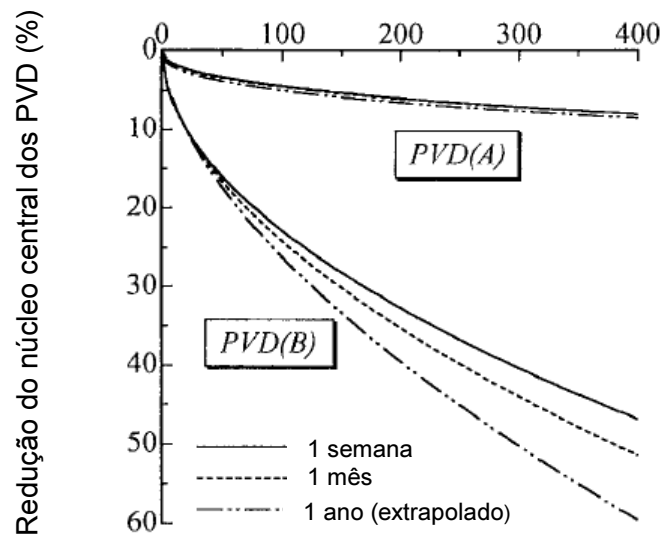


Fig.35 – Relação tensão de confinamento/Redução de área de secção (Chai e Miura, 1999)

Os mesmos investigadores referem que para longo prazo, e devido à deformação do filtro, a diminuição de área do núcleo central dos drenos é de 4% e 17%, para o PVD(A) e PVD(B) respetivamente. Desta forma, assume-se que para longo prazo ambos os PVD possam ter a sua capacidade de descarga total afetada por um coeficiente de 1,042 e 1,205, respetivamente.

Chai *et al.*, em 2004, efetuaram ensaios a PVD com diferentes características (Quadro 10), obtendo os seguintes resultados (Quadro 11).

Quadro 10 – Características dos PVD estudados (Chai *et al.*, 2004)

Dreno	Material Núcleo	Espessura Filtro (mm)	Material Filtro
PVD(A)	Polietileno	0.21	Poliéster
PVD(B)	Poliolefina	0.12	Poliolefina
PVD(C)	Polietileno	0.21	Poliéster
PVD(D)	Polietileno	0.44	Polipropileno

Quadro 11 – Áreas iniciais e deformadas de núcleo de quatro PVD's (Chai *et al.*, 2004)

Dreno	Área Inicial	Área Final	Redução (%)	F _t
PVD(A)	2,70	2,62	3,0	1,03
PVD(B)	2,86	2,37	17,1	1,21
PVD(C)	2,58	2,45	5,0	1,05
PVD(D)	3,98	3,18	17,6	1,21
Média			10,675	1,125

Desta forma, e tendo em atenção os valores obtidos pelos autores, existe uma redução média da área de escoamento de cerca de 10,675%, em relação aos valores de áreas iniciais, o equivalente a um fator de redução de 1,125.

4.3. FATOR ASSOCIADO À DEFORMAÇÃO DO DRENO

Para análise da capacidade de vazão dos drenos face à sua deformação com o tempo, ou seja, a relação entre a descarga do dreno e o assentamento sofrido pelo solo onde está inserido, devido ao fenómeno de consolidação, apresenta-se as conclusões de um estudo muito completo realizado em 1996 por Bergado *et al.* e também por Fellenius e Castonguay, em 1985.

Bergado *et al.* (1996b) efetuaram diversos ensaios laboratoriais por forma a analisar os efeitos de dobras de 10% e 20%, torção de 90° e 180°, dobra de 20% com uma pinça e dobra de 30% com duas pinças na redução da capacidade de descarga de diversos tipos de drenos, obtendo os resultados demonstrados no Quadro 12. Por forma a obter dobras de 10%, o PVD é comprimido em 10% do seu comprimento total.

Quadro 12 – Percentagem de redução da capacidade de descarga devido a deformações de diversos drenos
(Bergado *et al.*, 1996b)

Dreno	Dobra 10%	Dobra 20%	Torção 90°	Torção 180°	Uma Pinça 20% dobra	Duas Pinças 30% dobra	Média
<i>Alidrain</i>	34	34	42	45	52	51	43
<i>Amerdrain</i>	18	32	32	50	47	75	42
<i>Castleboard</i>	19	22	22	25	27	34	25
<i>Colbond</i>	25	31	38	44	37	45	37
<i>Desol</i>	27	28	40	85	96	99	62
<i>Fibredrain</i>	66	78	78	79	84	86	78
<i>Flodrain</i>	14	26	23	44	52	81	40
<i>Geodrain</i>	28	36	31	45	62	70	45
<i>Hongplast</i>	35	28	27	46	54	91	50
<i>Mebradrain</i>	38	40	59	59	61	67	54
Média	26	32	33	43	48	78	48

No quadro 11 observa-se a diferente rigidez dos núcleos e filtros dos diferentes PVD, obtendo-se valores entre 18% e 99% de diminuição da capacidade de descarga do dreno. Verifica-se que o dreno *Castleboard* tem a menor média de redução para as diversas deformações com 25%, enquanto o dreno *Fibredrain* apresenta o maior valor de redução, cerca de 78%. Os outros drenos apresentam uma variação entre 37% e 62% na capacidade de descarga dos mesmos.

Desol e *Fibredrain* apresentam as mais elevadas percentagens de redução. No caso do *Desol* deve-se ao facto de ser constituído por uma peça monolítica, que reduz quase a zero o valor de descarga quando se deforma e cria uma ou duas dobras ao longo do comprimento do dreno. Já no caso do *Fibredrain* a redução da capacidade de vazão deve-se principalmente ao facto de o dreno ser constituído por produtos naturais com reduzida resistência mecânica.

Os valores médios para as diferentes deformações dos drenos estudados foram de 26%, 32%, 33%, 43%, 48% e 78%. Para o cálculo destes valores foram omissos os valores mais

elevados. A última condição, cuja média de redução foi de 78%, é um caso extremo e raro. Visto a média total de redução da capacidade de descarga ser de 48%, ou seja, a capacidade do dreno será reduzida para metade, Bergado *et al.* (1996b), propõem a aplicação de um coeficiente de 2,0 para este fator.

Para além deste estudo, também Fellenius e Castonguay, em 1985, já tinham realizados alguns estudos sobre este efeito e referiram que a rigidez do núcleo dos drenos influenciavam significativamente a sua performance no que toca à capacidade de vazão dos mesmos, quando estes sofrem deformações, sugerindo que se adotassem as seguintes reduções:

- Drenos com núcleos de plástico rígido apresentam elevada redução de capacidade de descarga quando se deformam. Consequentemente, deverá ser adotado um fator entre 5 e 15 para este parâmetro;
- Drenos com núcleo de plástico flexível têm uma moderada redução de capacidade de descarga, correspondente a fatores entre 1,5 e 2.

4.4. FATOR ASSOCIADO À COLMATAÇÃO DO FILTRO

Por último, apresenta-se as propostas de diversos investigadores para quantificar este parâmetro, nomeadamente:

- Koerner e Ko, em 1982, efetuaram ensaios de permeabilidade ao conjunto geotêxtil/solo e analisaram a colmatação destes a longo prazo, tendo obtido entre 2,84 e 4,2 para o fator de redução;
- Rao *et al.*, em 1994, também realizaram ensaios idênticos, mas com geotêxtis não-tecido, apontando para valores de redução da capacidade de vazão dos drenos entre 2,5 e 6,7;
- Manivannan, em 1995, referiu que a longo prazo a permeabilidade do filtro geotêxtil diminui devido às partículas finas do solo ficarem presos neste elemento. Contudo, inicialmente a permeabilidade aumenta até um valor, diminuindo posteriormente até atingir um valor estável. Desta forma torna-se difícil encontrar um valor real que considere o efeito da colmatação do filtro, visto no início a permeabilidade ser controlada pelas propriedades hidráulicas do solo e não pela relação filtro geotêxtil/solo. Para além do mencionado, os autores também referem que estes ensaios são muito demorados e influenciados por outros fatores;
- Mais uma vez, Bergado *et al.*, em 1996c, efetuaram ensaios em diversos drenos obtendo os resultados indicados no quadro 13:

Quadro 13 – Resumo de valores obtidos para considerar a colmatação do filtro (Bergado *et al.*, 1996c)

Dreno	Fator obtido
<i>Amerdrain</i>	4
<i>Castleboard</i>	1,7
<i>Colbond</i>	3,28
<i>Fibredrain</i>	3
<i>Flodrain</i>	6,75
<i>Hongplast</i>	2
<i>Mebra</i>	1,3

Bergado *et al.* (1996b), ao obter estes resultados, cuja média é de 3,15, e comparando com os resultados de Koerner e Ko, em 1982, cuja média era de 3,52, propôs a utilização de 3,50 como fator redutor devido à colmatação do filtro (F_{fc}). Contudo, a longo prazo, o surgimento de flora (vegetação) no sistema (geotêxtil e núcleo do dreno) fará com que a permeabilidade diminua. Esta influência não está contabilizada nos valores obtidos;

- Chai *et al.* (2004) efetuaram ensaios laboratoriais a quatro drenos PVD com diferentes características, obtendo os seguintes resultados:

a) Capacidade de descarga inicial entre 2,0 e 2,7 m³/ano/mm²;

b) Capacidade de descarga final entre 0,1 e 0,5 m³/ano/mm²;

De entre os quatro drenos testados, obtiveram uma redução de capacidade de descarga média de 80%. Assim sendo, o valor para fator de redução correspondente à limitação da capacidade de descarga devido à colmatação do filtro geotêxtil para 80% é de 5. No entanto, os mesmos teceram algumas críticas aos valores alcançados, considerando que este valor não tem grande expressão visto a amostra de PVD estudada não ser significativa perante a gama de filtros existentes.

Assim sendo, e face aos resultados e considerações tecidas pelos autores citados anteriormente, constata-se que este fator é aquele que mais influencia e reduz a capacidade de vazão de um dreno.

4.5. QUANTIFICAÇÃO FINAL

Finalmente, e com base na compilação dos resultados apresentados nos subcapítulos 4.2, 4.3 e 4.4, os quais foram obtidos a partir de ensaios experimentais de campo e laboratório, propõe-se agora uma quantificação global para a limitação da capacidade de descarga de um dreno pré-fabricado, associando todos os parâmetros anteriormente. Deste modo ter-se-á:

- F_t – Fator associado ao tempo

A partir da compilação de todos os fatores propostos pelos autores, Bergado *et al.* (1996b), e pelos valores retirados de ensaios laboratoriais de Chai e Miura, em 1999 e Chai *et al.*, em 2004, sugere-se a aplicação de um fator associado ao tempo (F_t) de 1,25.

- F_c – Fator associado à deformação do dreno

Considerando os estudos de Bergado *et al.* (1996b) e de Fellenius e Castonguay (1985) propõe-se a adoção de um valor para o fator associado à deformação do dreno (F_c) de 2,0, para drenos com núcleo de plástico flexível e de 10 para drenos com núcleo de plástico rígido.

- F_{fc} – Fator associado à colmatação do filtro e dreno a longo prazo

Considerando todos os fatores propostos pelos autores, Koerner e Ko (1982), Rao *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (1996c), e pelos valores retirados de ensaios laboratoriais de Chai *et al.* (2004), sugere-se a aplicação de um fator associado à colmatação do filtro (F_{fc}) de 4.

Desta forma, na análise de consolidação de um solo tratado com drenos verticais do tipo PVD, aconselha-se que na capacidade de descarga do dreno escolhido se tenha em atenção estes três parâmetros, e consequentemente o valor mínimo do caudal deverá ser:

- a) Para Drenos de núcleo plástico flexível:

$$q_{w,min} \geq 1,25 \times 2 \times 4 \times q_{req} \quad (18)$$

- b) Para Drenos de núcleo plástico rígido:

$$q_{w,min} \geq 1,25 \times 10 \times 4 \times q_{req} \quad (19)$$

Para finalizar este capítulo e o estudo em causa, convém salientar que, apesar do proposto acima, Chai e Miura, em 1999, referiram que a capacidade de descarga de um dreno vertical PVD deverá ser, sempre que possível, obtida experimentalmente, com vista a ter em consideração os efeitos de instalação e as diversas deformações a que o dreno é sujeito durante a consolidação do solo.

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste estudo, o trabalho desenvolvido teve como principal objetivo estudar as limitações da capacidade de descarga vertical de drenos pré-fabricados (PVD) como um elemento isolado, embora no desenvolvimento do estudo tenham sido ainda mencionadas outros aspetos que podem afetar a performance deste tipo de drenos no desempenho da sua função primordial, a qual consiste na aceleração do fenómeno de consolidação de solos finos e no aumento da resistência ao corte destes num curto espaço de tempo.

Deste modo, e antes de apresentar e particularizar as conclusões para os fatores que delimitam a capacidade de vazão deste tipo de drenos devido à sua própria constituição e interação com o solo onde este é instalação, indicam-se outros aspetos que nunca deverão ser esquecidos aquando do dimensionamento da solução geotécnica recorrendo a este tipo de elementos.

Assim sendo, a consolidação do solo onde este tipo de tratamento é aplicado pode ser condicionada e retardada devido a diversos fatores, sendo uns associados ao processo de instalação dos drenos e seus efeitos no terreno e outros associados aos materiais escolhidos e suas limitações ou desempenho ao longo do tempo, nomeadamente:

a) Permeabilidade da camada drenante que se dispõe por cima do solo tratado:

Considera-se que a capacidade de escoamento da camada drenante, constituída por materiais arenosos, deverá superior às dos drenos, com vista a não interferir no processo de drenagem e reencaminhamento das águas captadas nestes para fora da zona tratada. Regra geral, admite-se que as condições abaixo indicadas, desde que respeitadas, são suficientes para este parâmetro já não seja considerado como limitador da capacidade de descarga dos drenos e condicionante para a consolidação do solo de fundação (Chai e Miura, 1999), ou seja:

- i) Espessura superior a 50cm;
- ii) Percentagem de finos, nunca superior a 5%;
- iii) Permeabilidade superior a 10^{-4} m/s.

b) Efeito da perturbação do solo adjacente ao dreno devido à sua instalação:

Este efeito é conhecido como *smear*, e tem sido o mais investigado, até por ser aquele que sempre foi considerado como o que apresenta maior influência na performance dos drenos verticais pré-fabricados, embora o efeito seja, na realidade, sentido ao nível do solo de fundação e não do dreno propriamente dito. Este fenómeno provoca uma limitação no caudal escoado pelo solo ao redor do dreno, visto que reduz a permeabilidade numa zona envolvente ao dreno, além de aumentar a pressão intersticial devido ao processo de cravação, provocando assim um retardamento do

processo de consolidação do solo (Holtz e Holm, 1973). Para ter em atenção este fenómeno na formulação analítica da consolidação, existem duas possibilidades:

- i) Considerar a redução global do coeficiente de consolidação (C_v) do solo de fundação;
 - ii) Admitir que existe uma zona perturbada ao redor do dreno com um determinado diâmetro (d_s), com redução do coeficiente de permeabilidade nessa mesma zona (k_s). Contudo, e embora este fator seja condicionante no fenómeno da consolidação e na evolução temporal dos assentamentos, este tema não foi abordado em profundidade neste estudo, uma vez que não é esse o objetivo principal do mesmo.
- c) Malha e espaçamento entre drenos:

O tipo de malha e o espaçamento entre drenos tem uma elevada importância no que diz respeito à funcionalidade de todo o sistema, sendo os mesmos definidos pelo projetista. Visto os PVD possuírem menor dimensão, quando comparado com os drenos de areia, é usual o espaçamento entre os mesmos ser mais reduzido. Os drenos são usualmente dispostos segundo uma malha quadrangular ou triangular.

- d) Limitação da capacidade de drenagem vertical do dreno pré-fabricado:

Com base em testes laboratoriais e em estudos anteriores, diversos investigadores apontaram uma série de fatores que interferem na capacidade de descarga dos drenos PVD, entre eles:

- i) Deformação do dreno ao longo do tempo com a tensão de confinamento;
- ii) Deformação por dobragem, encurvadura, e criação de pregas no dreno, devido a assentamentos elevados do terreno durante o processo de consolidação;
- iii) Colmatação do filtro geotêxtil com o tempo - Este fenómeno pode suceder devido a cinco mecanismos distintos, entre eles: 1)perda de partículas do solo, por arraste, devido às forças de percolação; 2)migração de partículas do solo para o filtro devido à percolação da água para dentro do dreno; 3)formação de uma película de partículas finas aderente ao filtro; 4)partículas do solo presas na estrutura do filtro geotêxtil; 5)estabilização do solo, ou seja, não ocorre arraste de partículas finas devido às forças de percolação (condição de equilíbrio alcançada).
- iv) Colmatação do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno).

Em relação à limitação da capacidade de drenagem vertical do dreno pré-fabricado, e visto ser este o objetivo central deste estudo, ser-lhe-á atribuído especial destaque nas conclusões, sendo as mesmas apresentadas em seguida. De salientar, que ficou excluído o fator associado ao efeito da colmatação do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno), por escassez de dados.

5.1. CONCLUSÕES

A capacidade de drenagem de um dreno, para gradiente hidráulico unitário, é definida pelo produto da permeabilidade longitudinal pela sua secção. Neste sentido, conclui-se que quando a permeabilidade do dreno e/ou a área de escoamento do mesmo são afetados, a capacidade de drenagem do mesmo decresce consideravelmente.

Na fase de projeto, é essencial efetuar o correto dimensionamento dos drenos, com vista a garantir uma adequada performance dos mesmos. Consequentemente, as suas propriedades hidráulicas ou de permeabilidade, são o elemento chave para o engenheiro que concebe a solução geotécnica. Assim sendo, é usual recorrer-se à expressão de Kamon *et al.* (1984) para determinar a capacidade de descarga teórica requerida (q_{req}) para um dreno PVD.

$$q_{req} = s_f \cdot \bar{U}_{10} \cdot L_d \frac{\pi C_h}{4 T_h}$$

em que:

s_f – Assentamento final do estrato argiloso, equivalente a 25% da espessura da camada a ser tratada, devendo o dreno atravessar todo esse estrato;

L_d – Altura do dreno

\bar{U}_{10} – Tempo associado a 10% do grau de consolidação médio;

C_h – Coeficiente de consolidação horizontal;

T_h – Fator tempo para consolidação horizontal.

Contudo, e face aos factores que afetam a capacidade de descarga dos drenos, é necessário majorar este parâmetro, recorrendo-se para tal à expressão proposta por Bergado *et al.* (1996b) para a determinação de um caudal de vazão mínimo para a capacidade de descarga dos drenos ($q_{w,min}$), ou seja:

$$q_{w,min} \geq F_t \cdot F_c \cdot F_{fc} \cdot q_{req}$$

sendo:

F_t – Fator associado ao tempo;

F_c – Fator associado à deformação do dreno;

F_{fc} – Fator associado à colmatagem do filtro e dreno a longo prazo.

A quantificação dos diversos fatores que afetam a capacidade de descarga é baseada na compilação de inúmeros resultados de ensaios laboratoriais e de campo, realizados por diversos investigadores, e o estudo desenvolvido centrou-se na apresentação de quadros resumo com esta informação e posterior indicação dos valores propostos.

Assim sendo, e como conclusão do estudo, tem-se:

F_t - Fator associado ao tempo:

Com base em todos os resultados apresentados por Bergado *et al.* (1996b), pelos valores retirados de ensaios laboratoriais de Chai e Miura, em 1999 e Chai *et al.*, em 2004, sugere-se a aplicação de um fator associado ao tempo (F_t) de 1,25;

F_c - Fator associado à deformação do dreno:

Considerando os estudos de Bergado *et al.* (1996b) e de Fellenius e Castonguay (1985) propõe-se a adoção de um valor para o fator associado à deformação do dreno (F_c) de 2,0, para drenos com núcleo de plástico flexível e de 10 para drenos com núcleo de plástico rígido;

F_{fc} - Fator associado à colmatação do filtro e dreno a longo prazo:

Neste caso, e face aos valores propostos pelos autores, Koerner e Ko (1982), Rao *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (1996c), e pelos resultados retirados de ensaios laboratoriais de Chai *et al.* (2004), sugere-se a aplicação de um fator associado à colmatação do filtro (F_{fc}) de 4.

Apesar de alguma investigação já ter sido desenvolvida relativamente a este tema, continua-se sem conseguir definir exatamente qual a real magnitude destes efeitos na capacidade de descarga dos drenos, antes de estes serem aplicados, uma vez que estes dependem de diversos fatores, tal se pôde comprovar. Deste modo, é usual na fase de projeto, se majorar e adotar valores elevados para permeabilidade dos drenos e dos filtros geotêxteis que os envolvem, no entanto tal metodologia pode causar um outro problema, que não foi aqui quantificado, e que se prende com a colmatação do núcleo do dreno por partículas finas que são arrastadas para o seu interior.

Caso se pretenda aferir o dimensionamento dos drenos, então dever-se-á recorrer à construção de aterros experimentais, e posterior confrontação com os resultados estimados em projeto. Contudo, tal implica um investimento inicial elevado, além de tempo, o que nem sempre é possível. Outra possibilidade, será a monitorização dos caudais escoados e canalizados em casos de obra reais, com vista a aferir os fatores e valores acima citados. Neste caso, convém ressaltar que para tal é necessário assegurar que os dados experimentais sejam fiáveis e de elevada qualidade.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A temática abordada neste estudo é extraordinariamente vasta e, portanto, não se esgota aqui. Existem desenvolvimentos que se passam a apontar, os quais poderão lançar algumas ideias de continuidade de investigação, nomeadamente:

- i) Quantificação do fator relacionado com a colmatação do próprio dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno);
- ii) Compilação de dados de casos de obra reais e confrontação com os cálculos de drenagem esperados em fase de projeto;
- iii) Contabilizar, individualmente e globalmente, a influência destes fatores na análise de consolidação dos solos tratados;
- iv) Analisar qual a importância, em termos percentuais, que estes fatores têm na consolidação dos solos, face aos outros como o *smear* e a permeabilidade da camada drenante superficial para escoamento das águas captadas nos drenos.

BIBLIOGRAFIA

- Abrantes, A.C.L.S. (2008). "Problemas de Consolidação na Construção de Aterros sobre Solos Moles". Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Universidade de Aveiro, Portugal.
- Alves, R.M.M. (2011). "Estudo de Modelação da Consolidação Acelerada por Drenos Verticais Tomando em Consideração a Fluência Do Terreno". Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, Portugal.
- ASTM D 4751. "Standard Testing Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile". ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, USA.
- Atkinson, M.S. e Eldred, P. J. L. (1981). "Consolidation of Soils Using Vertical Drains". *Géotechnique* 31, No.1, pp.33-43.
- Balasubramaniam, A.S., Bergado, D.T., Nopadol, P., Long, P.V. e Ahamad, M.(1997). "Performance of Test Embankments with Prefabricated Vertical Drains in Soft Bangkok Clay". *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.3 pp.1723-1726.
- Barron, R. (1944). "The Influence of Drain Wells on the Consolidation of Fine Grained Soils". Dissertation, U.S. Engineering Office. Providence, USA.
- Barron, R. (1948). "Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells". *Transactions of ASCE.*, Vol.113, pp.718-724. Virginia, USA.
- Bergado, D.T., Alfaro, M. C. e Chan, E.H.C. (1992). "Filtration and Drainage Characteristics of Vertical Drains ". *Proceedings of the Symposium on International Lowland Technology*. Institute of Lowland Technology, pp.181-188. Saga, Japan.
- Bergado, D.T., Alfaro, M. C. e Balasubramaniam, A.S. (1993). "Improvement of Soft Bangkok Clay Using Vertical Drains". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, No.7, pp.615-663.
- Bergado, D.T. e Long, P.V. (1994). "Numerical Analysis of Embankment on Subsiding Ground Improved by Vertical Drains and Granular Piles". *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.4 pp.1361-1366.
- Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N. e Balasubramaniam, A.S. (1996a). "Prefabricated Vertical Drains (PVD)". *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*. ASCE. Reston, Va., Chapter 4, pp.88-185.
- Bergado, D.T., Manivannan, R. e Balasubramaniam, A.S. (1996b). "Proposed Criteria for Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drains". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.14, pp.481-505.

Bergado, D.T., Manivannan, R. e Balasubramaniam, A.S. (1996c). "Filtration Criteria for Prefabricated Vertical Drain Geotextile Filter Jackets in Soft Bangkok Clay". *Geosynthetics International*, Vol.3, No.1, pp.63-83.

Bergado, D.T., Balasubramaniam, A.S., Jonathan Fannin, R. e Holtz, R.D. (2002). "Prefabricated Vertical Drains (PVDs) in Soft Bangkok Clay: A Case Study of the New Bangkok International Airport Project". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.39 No.2 pp.304-315.

Calderon, P.A. (1992). "Estudio Experimental de la Hincia de Drenos Verticales Prefabricados". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España.

Calderon, P.A. & Romana, M. (1997). "Improvement by Precharge and Prefabricated Vertical Drains at Tank Group No.3 Site, at the "Total Oil Storage Plant" at Valencia Harbor". *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp.1577-1580. Hamburg.

Calhoun, C.C. (1972). "Development of Design Criteria and Acceptance Specifications for Plastic Filter Cloth". Technical Report S -72-7 of U.S. Army Corps of Engineers. Waterways Experimental Station, 105pp. Vicksburg, Mississippi, USA.

Carroll, R.G. Jr. (1983). "Geotextile filter criteria". *Transportation Research Record*, No.916, pp.46-53. Washington D.C., USA.

Carvalho, A.T., Dias, T.M. e Pimentel, V. (2002). "Projecto e Observação de um Aterro sobre Solos Moles". *Atas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia*, Vol. 3, Tema 6, Abril de 2002, pp. 539-1549. Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Lisboa, Portugal.

Chai, J.C. e Miura, N. (1999). "Investigation of Factor Affecting Vertical Drain Behavior". *Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.3, pp.216-226.

Chai, J.C., Miura, N. & Nomura, T. (2004). "Effect of Hydraulic Radius on Long-Term Drainage Capacity of Geosynthetics Drains". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.22, No.1-2 pp.3-16.

Chen, R.H. e Chen, C.N. (1986). "Permeability Characteristics of Prefabricated Vertical Drains". *Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles*, Vol.1, pp.785-790. Vienna, Austria.

Christopher, B.R. e Holtz, R.D. (1985). "Geotextile Engineering Manual". Report No. FHWA-TS-86/203 of U.S. Department of Transportation, pp.1044. Federal Highway Administration, Washington-Dc, USA.

Coelho, S. (1996). "Tecnologia de Fundações"- 1ª edição. Edições E.P.G.E. Lisboa-Portugal.

Cortlever, N., Dijst, G. (2002). " Forces in Plastic Vertical Drains During Installation".

Cristóvão, A.J.F. (1997). "Tratamento de Lodos por Vibrosubstituição (Colunas de Brita) e Drenos Verticais na Regularização da Zona Sul da Frente Tejo – EXPO'98". *Atas do 6º*

Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.2, pp.715-725. Instituto Superior Técnico- IST. Lisboa-Portugal.

Da Silva E.M.J., Justo J.L., Soriano C.C. e Durand P.N. (2010). "Análise dos Assentamentos do Dique Nº3 da Represa de Lebrija". Atas do XII Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade do Minho, CD1, pp.1202-1218. Guimarães, Portugal.

Davies, J.A. e Humpheson, C. (1981). "A Comparison Between the Performance of Two Types of Vertical Drain Beneath a Trial Embankment in Belfast". Géotechnique 31, No.1, pp.19-31.

De Jager, W.F.J., Oostveen, J.P. (1990). "Systematic Quality Control of Vertical Drainage". Proceedings of Fourth Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, pp. 321-326.

De Melo, P.G. (2007). "Desempenho de Geodrenos na Consolidação de Materiais Aluvionares do Tejo". Atas do 2º Seminário Português sobre Geosintéticos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Lisboa-Portugal.

De Santayanna e Fernando, P. (1997). "Análise do Comportamento da Área Tratada com Drenos Verticais na Expansão Este do Aterro Sanitários de Beírolas". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pp.1109-118. LNEC. Lisboa-Portugal.

Den Hoedt, G. (1981). "Laboratory Testing of Vertical Drains". Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering, Stockholm, Vol 1, pp. 627-630.

Dubin, B. & Moulin, G. (1986). "Influence of a Critical Gradient on the Consolidation of Clay". Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM. STP 892: 354-377.

Dunnicliff, J. (1993). "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance". John Wiley and Sons, New York.

Fellenius, B.H. e Castonguay (1985). "The Efficiency of Band Shaped Drains". Report of National Research Council of Canada, University of Ottawa, pp.1-54. Ottawa.

Fernandes, M. d. (2006). Mecânica dos Solos - conceitos e princípios fundamentais. Porto: FEUP Edições.

Folque, J. (1987). "O Uso de Drenos Verticais para Acelerar a consolidação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC. Lisboa-Portugal.

Fourie, A.B. e Kuchena, S.M. (1995). "The Influence of Tensile Stresses on the Filtration Characteristics of Geotextiles". Geosynthetics International, Vol. 2, no. 2, pp.455-471.

Furtado, R.J.A. (1995). "Aterros Sobre Solos Argilosos Moles. A Doca Nº4 do Porto de Leixões – Um Caso Típico". Atas do 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.3, pp.203-219. FCTUC, Universidade de Coimbra-Portugal.

Giroud, J.P. (1977). "Commentaires sur la longevite des textiles", Proceedings of the International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Volume III, Paris, Avril 1977, p. 76.

Giroud, J.P. (1982). "Filter Criteria for Geotextiles". Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Vol. 1, Las Vegas, NV, USA, August 1982, pp.103-108.

Giroud, J.P. (1983). "Geotextile Drainage Layers for Soil Consolidation". Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, Vol. 2, No. 3, May-June 1983, pp.275-295.

Hansbo, S. (1960). "Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains: A study made in connection with full-scale investigations at Ska-Edeby". Doctoral Thesis. Swedish Geotechnical Institute.

Hansbo, S. (1977). "Geodrains in theory and practice". Geotechnical report from Terrafigo-Stockholm.

Hansbo, S. (1979). "Consolidation of Clay by Bandshape Prefabricated Drains". Ground Engineering, Vol.12, No.5, pp.16-25. Great-Britain.

Hansbo, S. (1981). "Consolidation of Fine Grained Soils by Prefabricated Drains". Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, pp.677-682. Stockholm, Sweden.

Hansbo, S. (1987). "Facts and Fiction in the Field of Vertical Drainage". International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, pp.61-72. Alberta-Canada.

Holtz, R.D. e Holm, G. (1973). "Excavation and Sampling Around Some Sand Drains at Ska-Edeby, Sweden". Proceedings of the Nordic Geotechnical Meeting. Trondheim, NGI-Oslo.

Holtz, R.D. e Christopher, B.R. (1987). "Characteristics of Prefabricated Drains for Accelerating Consolidation". Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Vol.2, pp.903-906.

Holtz, R.D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Pedroni, S. (1989), "Behavior of Bent Prefabricated Vertical Drain". Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 3, pp.1657-1660.

Holtz, R.D. (1987). "Preloading with Prefabricated Vertical Strip Drains". Geotextiles and Geomembranes, Vol.6, pp.109-131.

Hughes, F.H. e Chalmers, A. (1972). "Small Diameter Sand Drains". Civil Engineering Public Works Revue. March 3-6.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. e Wolki, W. (1983). "Precompression and Speeding Up Consolidation". Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, pp.1201-1226. Helsinki, Finland.

Justo, J.L. (1966). "A Review of Vertical Sand Drains". Report for the degree of Master of Science in Engineering. Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology. London, S.W.7.

Justo, J.L. (2000). "Dictamen Sobre la Estabilidad del Dique de Lebrija". Cliente: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe técnico no publicado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla-España.

Kamon, M., Pradhan, B.S. e Suwa, S. (1984). "Laboratory Evaluation of the Prefabricated Band-Shaped Drains, Soil Improvement". Current Japanese Materials Research, Vol.9. Cambridge University Press. Cambridge, United Kingdom.

Kellner, L., Bally, R.T. e Matter, S. (1983). "Some Aspects Concerning Retaining Capacity of Geotextiles". Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, IFAI, Vol.1, pp.85-90.

Kjellman, W. (1948). "Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of cardboard wicks". Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol.2, pp.302-305.

Koda, E., Szymanski, A., Wolski, W. (1984). "Laboratory tests on Geodrains Durability in Organic Soils". Seminar on Laboratory Testing of Prefabricated Band-Shaped Drains, Milan, Italia.

Koener, R.M., Ko, F.K. (1982). "Laboratory Studies on Long-term Behavior of Geotextiles". Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, IFAI, Vol 1, Las Vegas, Nevada, USA, August 1982, pp.91-95.

Kremer, R. (1983). Discussion to Specialty Session 6. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Vol.3, pp.1235-1237.

Kremer, R., de Jager, W., Maagdenberg, A., Mexvogel, A., Oostveen, J. (1982). "Quality Standards for Vertical Drains". Proceedings of Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 2, pp. 319-324.

Lawrence, C.A. e Koerner, R.M. (1988). "Flow Behaviour of Kinked Strip Drains Geosynthetics for Soil Improvement". ASCE Geotechnical Special Publications, No.18, pp.22-35.

Lawson, C.R. (1982). "Filter Criteria for Geotextiles: Relevance and Use". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. GT 10, 1300-1317.

Leonards, G.A. (1962), "Engineering Properties of Soils", Chapter 2 in Foundation Engineering, edited by G.A. Leonards, McGraw Hill.

Lo, D.O.K. (1991). "Equal Strain Consolidation by Vertical Drains". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. pp.316-327.

- Lorenzo, G.A., Bergado, D.T., Bunthai, W., Hormdee, D. e Phothiraksanon, P. (2004). "Innovations and Performances of PVD and Dual Function Geosynthetic Applications". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.22, pp.75-99.
- Manivannan, G. (1995). "Systematic Review and Proposal for Specification Criteria for Prefabricated Vertical Drain (PVD) on Soft Bangkok Clay". Tese de Mestrado, Asian Institute Technology, Bangkok, Tailândia.
- Manivannan, G. (2005). "Viscoplastic Modelling of Embankments on Soft Soils". Ph.D. Thesis, University of New South Wales Australian Defence Force Academy. School of Aerospace, Civil and Mechanical Engineering. Australia.
- McGown, A. e Hughes, F.H. (1981). "Practical Aspects of the Design and Installation of Deep Vertical Drains". *Géotechnique* 31, No.1, pp.3-17.
- Miller, R.J. e Low, P.F. (1963). "Threshold Gradient for Water Flow in Clay Systems". *Soil Science Society of America Journal*, Vol.27 No.6, pp.605-609.
- Miura, N., Chai, J.C. e Toyota, K. (1998). "Investigation on Some Factors Affecting Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drain". *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, pp. 845-850. International Geosynthetics Society. Atlanta.
- Nagaraj, T.S. e Miura, N. (2001). "Soft Clay Behavior – Analysis and Assessment". A. A. Balkema Publishers. Rotterdam/USA.
- Nicolson, D.P. e Jardine, R.J. (1981). "Performance of Vertical Drains at Queenborough Bypass". *Géotechnique* 31, No.1, pp.67-90.
- Ogink, H.J.M. (1975). "Investigations on the Hydraulic Characteristics of Synthetic Fabrics". Publication No. 146 of Delft Hydraulics Laboratory. Delft, Netherlands.
- Onoue, A. (1988). "Consolidation by Vertical Drains Taking Well Resistance and Smear into Consideration". *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.165-174.
- Palmeira, E.M., Fanin, R.J. e Vaid, Y.P. (1997), "A study on the behaviour of soil geotextile systems in filtration tests". *Canadian Geotechnical Journal* 33 (6), 899-912
- Pinto, S.L.D. e Da Silva, J.M.M.M. (2000). "Aterros Sobre Solos Lodosos. Caracterização Geotécnica. Caso Prático da Retenção Marginal na Zona da EXPO'URBE". *Atas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Vol.1, pp.551-560. Porto, Portugal.
- Pothiraksanon, C., Bergado, D.T. e Abuel-Naga, H.M. (2010). "Full-scale embankment consolidation test using prefabricated vertical thermal drains". *Soils and Foundations*, Vol.50 pp.599-608.
- Purushothama Raj, P. (1999). "Ground Improvement Techniques". Laxmi Publications (P), Ltd. New-Delhi, India.

- Rankilor, P.R. (1981). "Membranes in Ground Engineering". John Wiley & Sons. Chichester, United Kingdom.
- Rao, G.V., Gupta, K.K., Pradhan, M.P.S. (1994). "Long Term Filtration Behavior of Soil Geotextile Systems". *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 15, No.3, pp. 238-247.
- Rathmayer, H. e Saari, K. (1983). "Improvement of Ground". *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Organized by the Finnish Geotechnical Society*. Vol.3, pp. 973-1399. A.A.Balkema. Helsínquia.
- Richard Jr, F.E. (1959). "Review of the Theories for Sand Drains". Vol.1, *Engineering Guideline, FHWA/RD-86/168*. Federal Highway Administration, Virginia.
- Rixner, J.J., Kraemer, S.R. e Smith, A.D. (1986). "Prefabricated Vertical Drains". *Federal Highway Administration. Report FHWA-RD-86/168, Vol.1*. Washington D.C., USA.
- Runesson, K., Hansbo, S. e Wiberg, N.E. (1985). "The Efficiency of Partially Penetrating Vertical Drains". *Géotechnique* 35, No.4, pp.511-516.
- Schober, W. e Teindl, H. (1979). "Filter Criteria for Geotextiles". *Design of parameters in Geotechnical Engineering, Vol.2*, pp.121-129. BGS, London.
- Silfverberg, L. (1947). "Report on the activities at the Swedish Geotechnical Institute during 1944-1948." *Swedish Geotechnical Institute , Meddelande, No.2*. Sweden.
- Stanton, T.E. (1948). "Vertical Sand Drains as a Means of Foundation Consolidation and Accelerating Settlement of Embankments over Marsh Land". *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.V*, pp.273-279. Rotterdam, Nederland.
- Stapelfeldt, T., e Vepsäläinen, P. (2007). "Preloading and vertical drains". Helsínquia: Helsinki University of Technology.
- Sweetland, D.B. (1977). "The Performance of Non-woven Fabrics as Drainage Screens in Subdrains". *M.Sc. Thesis, University of Strathclyde, 207pp*. Glasgow, United Kingdom.
- Terzaghi, K., Peck, R. e Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" – 3rd Edition. Wiley Interscience.
- Vairinhos, A.M.C. (2013). "A Influência do Efeito Smearing na Consolidação de Solos Moles Tratados com Drenos Verticais Pré-Fabricados". *Tese de Mestrado. Universidade de Évora.Évora, Portugal*.
- Van den Elzen, L.W.A. e Atkinson, M.S. (1980). "Accelerated Consolidation of Compressible, Low Permeability Subsoils by means of Colbond Drains". *Arnhem: Colbon b.v*.
- Van Zanten, R.V. (1986). "The guarantee of the Quality of Vertical Drainage Systems". *Proceedings of Third Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering, Vienna, Vol. 2*, pp. 651-655.

Vermatti, J.C. (2001). "Curso Básico de Geotexteis". Comitê Técnico Geotêxtil, 1ª edição, Janeiro de 2001, Brasil.

Vertematti, J.C., Oliveira, H.M. & Almeida, M.S.S. (2004). "Manual Brasileiro de Geossintéticos". Editor Edgar Blucher. Brasil.

Yoshikuni, H. e Nakanodo, H. (1974). "Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability". Soils and Foundations, Vol.14, No.2, pp.35-46.